

**PEDRO MIGUEL FERREIRA CAMPOS**

**DETEÇÃO DE DANO EM PONTES INTEGRANDO  
ALGORITMOS DE APRENDIZAGEM, MODELOS  
DE ELEMENTOS FINITOS E DADOS DA  
MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL**

**Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias**

**Faculdade de Engenharia**

**Lisboa**

**2018**



**PEDRO MIGUEL FERREIRA CAMPOS**

**DETEÇÃO DE DANO EM PONTES INTEGRANDO  
ALGORITMOS DE APRENDIZAGEM, MODELOS  
DE ELEMENTOS FINITOS E DADOS DA  
MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL**

Dissertação defendida em provas públicas na Universidade Lusófona de Humanidades e  
Tecnologias no dia 17/01/2018, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º:  
06/2018, de 09/01/2018 com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Gardete Mendes Cabaço, ULHT

Arguente: Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença, IST

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo, ULHT

Vogal: Prof. Doutor José Manuel Gil Esteves, ULHT

Coorientador: Prof. Doutor Dragos Ionut Moldovan, ULHT

**Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias**

**Faculdade de Engenharia**

**Lisboa**

**2018**



# ÍNDICE DE TEXTO

<b>ÍNDICE DE TEXTO.....</b>	<b>I</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS .....</b>	<b>IX</b>
<b>NOTAÇÃO .....</b>	<b>XI</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>XIII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XV</b>
<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>XVII</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. Considerações Iniciais.....	1
1.2. Objetivos da Dissertação .....	3
1.3. Organização do Documento .....	4
<b>2. AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO ESTRUTURAL DE PONTES .....</b>	<b>5</b>
2.1. Considerações Iniciais.....	5
2.2. Causas Típicas de Colapsos de Pontes .....	7
2.2.1. Análise de colapsos de pontes nos EUA .....	13
2.2.2. Análise de colapsos de pontes em Portugal .....	17
2.2.3. Análise de colapsos de pontes no Brasil.....	18
2.2.4. Análise de colapsos de pontes no resto do mundo .....	19
2.3. Sistemas de Gestão de Obras de Arte.....	20
2.3.1. Perspetiva geral .....	20
2.3.2. Sistema português - GOA.....	21
2.3.3. Inspeções de pontes .....	23
2.3.3.1. Visão geral .....	23
2.3.3.2. Limitações das inspeções .....	27
2.4. Aplicações da Monitorização da Integridade Estrutural.....	28
2.5. Considerações Finais.....	31

<b>3.</b>	<b>MONITORIZAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL .....</b>	<b>33</b>
3.1.	Considerações Iniciais .....	33
3.2.	Considerações Económicas e de Segurança .....	35
3.3.	Paradigma de Reconhecimento Estatístico de Padrões.....	37
3.3.1.	Fase da avaliação operacional.....	38
3.3.1.1.	Viabilidade económica de implementação de um sistema de SHM .....	38
3.3.1.2.	Definição de dano.....	39
3.3.1.3.	Restrições provocadas por condições ambientais e operacionais .....	39
3.3.1.4.	Gestão dos dados recolhidos.....	40
3.3.2.	Fase da aquisição de dados .....	41
3.3.2.1.	Aquisição de dados.....	41
3.3.2.2.	Normalização de dados.....	44
3.3.2.3.	Limpeza dos dados .....	46
3.3.3.	Fase da extração de características .....	46
3.3.4.	Modelação estatística para a fase de classificação de características.....	48
3.4.	Considerações Finais, Problemas e Limitações de SHM Atual.....	50
<b>4.</b>	<b>UMA PLATAFORMA INTEGRADA PARA DETEÇÃO DE DANO EM PONTES .....</b>	<b>55</b>
4.1.	Considerações Iniciais .....	55
4.2.	A Abordagem Tradicional: Algoritmos de Aprendizagem e Dados da Monitorização .....	55
4.2.1.	Deteção de <i>outliers</i> baseada na distância quadrada de Mahalanobis .....	56
4.2.2.	Algoritmo para deteção de <i>outliers</i> baseado em Modelos de Mistura Gaussiana .....	57
4.3.	Integração do Modelo de Elementos Finitos no Algoritmo de Aprendizagem.....	59
4.4.	Integração dos Algoritmos de Aprendizagem e da Modelação de Elementos Finitos num Sistema de SHM.....	59
4.5.	Considerações Finais .....	61
<b>5.</b>	<b>CASO DE ESTUDO: PASSAGEM SUPERIOR Z24.....</b>	<b>63</b>
5.1.	Introdução.....	63
5.2.	Descrição da Estrutura.....	63
5.3.	Fontes de Excitação .....	65

5.4.	Testes de Dano Progressivo .....	66
5.5.	Teste de Monitorização Contínua de Longo Prazo .....	69
5.6.	Modelo de Elementos Finitos.....	71
5.6.1.	Descrição do modelo de elementos finitos .....	72
5.6.2.	Calibração do modelo de elementos finitos .....	75
5.7.	Resultados e Discussão .....	82
5.7.1.	Extração de características .....	82
5.7.2.	Treino #1: apenas dados da monitorização.....	85
5.7.3.	Treino #2: dados da monitorização e do MEF.....	87
5.8.	Conclusões .....	93
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>95</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>99</b>





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Reposição dos níveis de segurança estrutural [10] .....	6
Figura 2-2: Distribuição por países dos 141 colapsos registados no período 1950-2015 [11]....	8
Figura 2-3: Distribuição por países e períodos dos colapsos de pontes [11] .....	8
Figura 2-4: Fenómeno da infraescavação em pilares submersos [13] .....	9
Figura 2-5: Freeway I-5 em Los Angeles, depois do terramoto de 1994 [14] .....	10
Figura 2-6: Colapso da ponte Tacoma Narrows [15] .....	11
Figura 2-7: Sunshine Skyway, Florida, EUA [17] .....	12
Figura 2-8: Colapso da Silver Bridge, Ohio, EUA, 1967 [20] .....	13
Figura 2-9: Ponte de Mianus River após o desastre [21] .....	14
Figura 2-10: Efeito da infraescavação no pilar oeste da ponte I-90 [22] .....	15
Figura 2-11: Colapso da ponte I-35W, Minnesota, EUA [23] .....	16
Figura 2-12: Ponte Hintze Ribeiro após o desastre de 4 de Março de 2001 [26] .....	17
Figura 2-13: Queda de um viaduto em Belo Horizonte, Brasil [27] .....	18
Figura 2-14: Ponte MT-474, Estado de Mato Grosso, Brasil [27] .....	19
Figura 2-15: Colapso do tabuleiro da ponte Seongsu, Seul [29] .....	19
Figura 2-16: Esquema de um Sistema de Gestão de Obras de Arte [33] .....	21
Figura 2-17: Aplicação GOA desenvolvida pela Betar Consultores, Lda [34] .....	21
Figura 2-18: Inspecções principais realizadas com recurso a plataforma móvel [32] .....	25
Figura 2-19: Ensaios químicos e físicos dos materiais [2] .....	26
Figura 2-20: Inspeção subaquática dos tubulões da Ponte Rio-Niterói, por meio de acesso tátil às estruturas [36] .....	27
Figura 2-21: Sensores e sistemas de aquisição de dados instalados na ponte I35-W [38] .....	29
Figura 2-22: Nanjing Yangtze 3ª [39] .....	30
Figura 2-23: Ponte Vasco da Gama [40] .....	30
Figura 3-1: Comparação entre o corpo humano e as estruturas de engenharia civil [41] .....	33
Figura 3-2: Ilustração esquemática de um sistema de SHM [43] .....	34
Figura 3-3: Paradigma de reconhecimento estatístico de padrões para identificação de dano..	37
Figura 3-4: Representação esquemática de um sistema de aquisição central por cabos [12]....	42
Figura 3-5: Representação esquemática de um sistema de aquisição central <i>wireless</i> [12] .....	43
Figura 3-6: O dano introduz mudanças semelhantes à variabilidade ambiental [47] .....	45
Figura 3-7: O dano introduz mudanças diferentes da variabilidade ambiental [47] .....	45
Figura 3-8: Ensaio de vibração livre na ponte Vasco da Gama [49] .....	47
Figura 3-9: Hierarquia para identificação de dano [11] .....	49
Figura 4-1: Abordagem baseada na análise de dados da monitorização por algoritmos de aprendizagem para deteção de dano [11] .....	55

Figura 4-2: Fluxograma do processo de treino do algoritmo [53] .....	60
Figura 5-1: Vista da passagem superior Z24, na Suíça [52] .....	63
Figura 5-2: Vista em planta e corte longitudinal e transversal da passagem superior Z24 [48] .....	64
Figura 5-3: Fontes de excitação da passagem superior Z24: à esquerda: o tráfego rodoviário; no meio: a instalação de um excitador mecânico; à direita: o sistema de peso de queda [48].....	65
Figura 5-4: Escavação da zona junto aos encontros para simular um cenário de deslizamento de terras .....	66
Figura 5-5: Fotografias ilustrando alguns cenários de dano aplicados. Da esquerda para a direita e de cima para baixo: (1) corte de um pilar para instalar o sistema de assentamento, (2) sistema de assentamento, (3) destacamento do betão, (4) falha através de uma rótula de betão, (5) falha das cabeças de ancoragem, (6) rutura de cabos de pré-esforço [48].....	68
Figura 5-6: Corte transversal do tabuleiro da Z24 com a indicação da localização dos sensores de temperatura em qualquer um dos três vãos [48] .....	69
Figura 5-7: Localização e orientação dos acelerômetros na Z24. Os sensores marcados a vermelho falharam durante a fase de monitorização [54].....	70
Figura 5-8: As primeiras quatro frequências naturais horárias extraídas através da monitorização contínua [56] .....	71
Figura 5-9: Vista do MEF da passagem superior Z24 .....	73
Figura 5-10: Planta e vista lateral do MEF da passagem superior Z24 .....	73
Figura 5-11: Vista tridimensional do MEF da passagem superior Z24 .....	73
Figura 5-12: Cortes transversais do MEF.....	74
Figura 5-13: Primeira frequência natural em função da temperatura da camada de asfalto (dados da estrutura não danificada) [48] .....	75
Figura 5-14: Módulo de Young do asfalto em função da temperatura. Abaixo dos 0 °C a rigidez da camada de asfalto aumenta drasticamente [48].....	79
Figura 5-15: Primeiros quatro modos de vibração recuperados pelo MEF da Z24 .....	80
Figura 5-16: Instalação do sistema de assentamento composto por macacos hidráulicos no pilar [59].....	81
Figura 5-17: Distribuição aproximada da fendilhação após assentamento do pilar [59].....	81
Figura 5-18: Secções do modelo onde foi aplicada a redução do módulo de Young para simular os assentamentos do pilar .....	82
Figura 5-19: As duas primeiras frequências naturais extraídas diariamente da monitorização contínua e do MEF (CND: Condição Não Danificada; CD: Condição Danificada) .....	83

Figura 5-20: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para o treino #1: apenas dados da monitorização .....	86
Figura 5-21: Detecção de <i>outliers</i> através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #1 .....	86
Figura 5-22: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para o treino #2: dados da monitorização e do MEF .....	88
Figura 5-23: Detecção de <i>outliers</i> através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #2 .....	88
Figura 5-24: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para todas as observações da monitorização e do MEF .....	89
Figura 5-25: Localização no espaço bidimensional das observações correspondentes à adição de massa, à influência das temperaturas negativas e localização dos erros de Tipo I e Tipo II.....	91
Figura 5-26: Detecção de <i>outliers</i> através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #2 (zoom da Figura 5-23) .....	91
Figura 5-27: Localização no espaço bidimensional das observações correspondentes aos cenários de dano causadas pelos assentamentos do pilar .....	92
Figura 6-1: Integração de dados de monitorização e dados extraídos de modelos de elementos finitos nos algoritmos de aprendizagem automática para deteção de dano [11].....	96



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5-1: Testes de dano progressivo .....	67
Tabela 5-2: Parâmetros de calibração selecionados após a primeira etapa (cm e Hz) .....	78
Tabela 5-3: Erro médio na segunda fase de calibração (cm) .....	79
Tabela 5-4: Frequências recuperadas pelo MEF (Hz).....	80
Tabela 5-5: Estimativa do módulo de Young ( $E_0$ ) das zonas fendilhadas .....	82
Tabela 5-6: Cenários sem dano e com dano dos dados da monitorização e do MEF .....	84
Tabela 5-7: Desempenho de deteção de dano para cada estratégia de treino em termos de erros de Tipo I e de Tipo II.....	90



## NOTAÇÃO

Todos os símbolos usados nesta dissertação são definidos quando aparecem no texto pela primeira vez. Para a conveniência do leitor, esta seção contém apenas os principais significados das siglas e símbolos comumente usados.

### SIGLAS

AIC	Akaike's Information Criterion
BIC	Bayesian Information Criterion
DQM	Distância Quadrada de Mahalanobis
FHWA	Federal Highway Administration
GOA	Gestão de Obras de Arte
ID	Índice de Dano
MEF	Modelo de Elementos Finitos
MMG	Modelo de Mistura Gaussiana
NBI	National Bridge Inventory
NBIS	National Bridge Inspection Standards
NSTB	National Safety and Transportation Board
SHM	Structural Health Monitoring

### SÍMBOLOS

$\chi_m^2$	Distribuição qui-quadrado com m graus de liberdade
$\mu$	vetor de média
$c$	Threshold ou limiar
$D$	Distância quadrada de Mahalanobis
$m$	Dimensão de um vetor de características
$n$	Número de observações
$\Sigma$	Matriz de covariância
$\mathbf{X}$	Matriz de treino
$\mathbf{x}$	Observação da matriz de treino
$\mathbf{Z}$	Matriz de teste
$\mathbf{z}$	Observação da matriz de teste
$\alpha$	Nível de significância





## RESUMO

Nas últimas décadas, a monitorização da integridade estrutural de estruturas de engenharia civil tem sido realizada com base em duas abordagens distintas: modelos numéricos de elementos finitos e análise direta de dados da monitorização. A primeira abordagem tenta identificar o dano relacionando os dados medidos da estrutura com a previsão retirada de modelos numéricos devidamente calibrados. A última abordagem baseia-se na medição de respostas estruturais ambientais ou sob ações conhecidas, onde os dados medidos (ex. acelerações, deslocamentos e extensões) ou características extraídas (propriedades modais) numa dada condição são comparados com uma condição de referência. Contudo, em ambas as abordagens, a identificação de dano requer uma comparação entre duas condições da estrutura: a condição de referência (não danificada) e a condição danificada. Portanto, de uma forma geral, as duas abordagens fazem uso de técnicas de reconhecimento de padrões. Assim, esta dissertação pretende ser um contributo científico através da combinação das duas abordagens, isto é, integrando numa única abordagem os algoritmos de aprendizagem automática, a modelação de elementos finitos e o uso dos dados extraídos da monitorização de estruturas. Nesta combinação, dados de cenários estruturais sem dano, simulados através dos modelos de elementos finitos, são introduzidos no processo de aprendizagem juntamente com os dados da monitorização, permitindo assim treinar os algoritmos de aprendizagem com respostas estruturais que não foram medidas experimentalmente. A passagem superior Z24, da Suíça, é usada como estrutura de teste, devido à disponibilidade de dados da monitorização contínua de sensivelmente um ano.

**Palavras-chave:** monitorização da integridade estrutural, aprendizagem automática, modelação por elementos finitos, deteção de dano



# **INTEGRATION OF MACHINE LEARNING, FINITE ELEMENT MODELING AND MONITORING FOR DAMAGE DETECTION IN BRIDGES**

## **ABSTRACT**

In the last decades, the long-term structural health monitoring of civil structures has been performed using two approaches: model- and data-based. The former approach tries to identify damage by relating the monitoring data to the prediction of numerical (e.g., finite element) models of the structure. The latter approach is data-driven, where measured data from a given state condition is compared to the baseline or reference condition. The data-based approach has been rooted in the machine learning field, where machine learning algorithms are essential to learn (or to model) the structural behavior from the experience (or past data), and to perform pattern recognition for damage identification. In the structural health monitoring field, this approach is known as the statistical pattern recognition paradigm. In both approaches, the identification of damage requires data comparison between two state conditions, the baseline condition and the damaged condition; thus, in a general sense, the two approaches make use of pattern recognition techniques. This dissertation intends to step forward by combining machine learning, finite element modeling and monitoring data from civil structures in an unique damage detection approach. To achieve this combination, data from simulated undamaged scenarios are introduced into the learning process using predictions from finite element models. To test this new approach, monitoring data from the Z-24 Bridge are used along with finite element and machine learning modeling.

**Keywords:** structural health monitoring, machine learning, finite element modeling, damage detection.



## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, gostaria de expressar a minha gratidão aos meus orientadores, Elói Figueiredo e Ionut Moldovan, pelo seu apoio e orientação ao longo desta dissertação, por me terem dado o seu tempo e compartilhado o seu conhecimento científico.

Quero também agradecer ao Adam Santos, aluno visitante de doutoramento da Universidade Federal do Pará, Brasil, pela ajuda na compreensão e interpretação de algumas matérias abordadas neste trabalho.

Finalmente, quero agradecer aos meus pais e irmão por todo o apoio durante o meu percurso académico.



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Considerações Iniciais

A monitorização da integridade estrutural ou *Structural Health Monitoring* (SHM) é um processo de implementação de uma estratégia para identificação de dano em sistemas de engenharia civil, aeroespacial e mecânica [1]. A identificação de dano tem sido estabelecida através de uma hierarquia de cinco níveis, nomeadamente: deteção, localização, tipo, severidade e prognóstico [2]. Nas últimas duas décadas, o processo de SHM tem sido realizado com base em duas abordagens distintas: modelos numéricos de elementos finitos e análise direta de dados experimentais medidos através de sistemas de monitorização. A primeira está associada a técnicas de atualização de modelos de elementos finitos e a segunda está associada ao campo da aprendizagem automática, onde os algoritmos de aprendizagem de máquina desempenham um papel importante [3].

As técnicas de atualização dos modelos de elementos finitos (*model updating*) tentam identificar danos estruturais através da comparação da resposta medida na estrutura com a resposta obtida num modelo computacional de elementos finitos adaptado para essa estrutura específica; este modelo é devidamente calibrado em função de valores medidos na estrutura logo após a conclusão da sua construção. O método de elementos finitos é atualmente a ferramenta mais utilizada para a criação de modelos computacionais de estruturas de engenharia complexas [4]. Ele divide a estrutura sob análise em pequenas partes (os elementos finitos), cujos deslocamentos dos nós são as principais incógnitas do problema. Esses deslocamentos podem ser comparados diretamente com os dados medidos na estrutura e as diferenças usadas para detetar danos estruturais, uma abordagem conhecida como atualização direta do modelo. No entanto, devido à necessidade de medir os deslocamentos nos pontos correspondentes aos nós dos elementos finitos, a atualização direta do modelo está limitada a estruturas muito simples. Por isso, métodos de *model updating* iterativo são geralmente usados para sistemas estruturais mais complexos. Os métodos iterativos fazem uso da capacidade de discretização da modelação por elementos finitos. A ideia é usar os valores da resposta estrutural medida experimentalmente para fazer uma série de atualizações de alguns parâmetros de calibração do modelo (ex. rigidez, condições de apoio, frequências naturais), definidos ao nível dos elementos finitos, de forma a minimizar uma função

objetivo, definida como a diferença entre a resposta estrutural medida experimentalmente e a resposta prevista pelo modelo computacional.

O processo de *model updating* faz-se em duas fases: na primeira fase o modelo de elementos finitos é calibrado até a sua resposta coincidir com a resposta da estrutura não danificada. Durante o processo de monitorização, o modelo é periodicamente atualizado através da calibração dos parâmetros estruturais dos elementos finitos para recuperar a resposta medida da estrutura, com a finalidade de identificar eventuais danos com base na análise dos parâmetros de atualização. Os parâmetros estruturais atualizados são então usados para extrair informações quanto à localização e extensão do dano, bem como alterações nas condições de apoio. Infelizmente, variações operacionais e ambientais (ex. temperatura, tráfego, humidade, vento) podem mascarar as alterações causadas por danos, o que pode influenciar negativamente a identificação adequada dos mesmos [5]. Além disso, a atualização do modelo ainda é um processo moroso e requer uma intervenção significativa por parte do utilizador, especialmente quando estão presentes efeitos não-lineares como consequência de danos estruturais severos.

Por outro lado, as abordagens baseadas na análise direta de dados experimentais são independentes das leis físicas e da complexidade da estrutura. Vários algoritmos de aprendizagem automática, com princípios de funcionamento distintos, têm sido propostos para distinguir as mudanças nos parâmetros estruturais medidos ou extraídos (frequências, deslocamentos, extensões, rigidez, etc.) de forma a diferenciar as variações causadas por dano real das variações provocadas por fatores ambientais e operacionais [3]. Em SHM, os algoritmos de aprendizagem são usados para aprender o comportamento das estruturas através da experiência, seguindo o mesmo princípio de funcionamento do cérebro humano, ou seja, aprender com a experiência de forma a no futuro agir de maneira mais eficaz. Os algoritmos podem ser aplicados em modo de aprendizagem não supervisionada e supervisionada. No campo de SHM, aprendizagem não supervisionada refere-se ao caso em que os dados para o treino do algoritmo estão disponíveis apenas para a condição não danificada. A aprendizagem supervisionada refere-se ao caso em que os dados de condições danificadas e não danificadas estão disponíveis para treinar os algoritmos. Assim, no campo da engenharia civil, estes algoritmos são implementados através de uma aprendizagem não supervisionada, pois os mesmos são treinados apenas com dados extraídos da estrutura não danificada. Assim, estes algoritmos apenas são adequados para abordar os dois primeiros níveis da hierarquia da identificação de dano,



isto é, a detecção e a localização, e o seu desempenho é altamente dependente da quantidade e variabilidade dos dados utilizados durante a fase de treino.

Para aumentar a quantidade de dados disponíveis da condição não danificada e, conseqüentemente, melhorar o processo de treino dos algoritmos, este trabalho propõe a utilização de modelos de elementos finitos para obter dados de resposta e parâmetros sensíveis a dano de vários cenários sem dano e que não foram registados pelos sistemas de monitorização (variação de temperatura ambiental e cargas grandes e concentradas são cenários típicos). O processo de aprendizagem continua, portanto, a ser não supervisionado, mas o modelo de elementos finitos contribui para o enriquecimento dos dados disponíveis para o treino dos algoritmos. Como os dados gerados pelo modelo dizem respeito à estrutura não danificada, o modelo obtido na sequência da calibração inicial pode ser usado para simular todos os cenários, e o comportamento dos materiais pode ser assumido como linear.

Note-se que, embora não seja objeto desta dissertação, a utilização dos modelos de elementos finitos para simular a estrutura não danificada e danificada, em fase de treino, pode, potencialmente, também aumentar a probabilidade de avançar na hierarquia de identificação de dano, especialmente para abordar os últimos três níveis (tipo, extensão e prognóstico) através de uma estratégia supervisionada.

## **1.2. Objetivos da Dissertação**

A maioria das estruturas de engenharia de elevado custo financeiro, tais como as pontes, são estruturas com características únicas, ditadas pela envolvente física onde são construídas, sendo assim mais difícil incorporar lições aprendidas de outras estruturas “similares” para antecipar dano ou definir padrões de resposta normal típicos ao longo da sua vida útil. Além disso, a aprendizagem requer a monitorização estrutural num período relativamente reduzido, pelo que é difícil garantir que a mesma é representativa de todas as condições normais da estrutura. Para complementar a informação experimental, os modelos de elementos finitos calibrados podem ser usados para obter dados de resposta de estados não danificados, adequados para integrarem o processo de treino dos algoritmos de aprendizagem. Assim, o objetivo desta dissertação é apresentar uma abordagem, não supervisionada, baseada na combinação de algoritmos de aprendizagem, modelos de elementos finitos e dados de monitorização estrutural, onde os dados de

modelos de elementos finitos da condição não danificada são usados em conjunto com dados da monitorização para melhorar o processo de aprendizagem dos algoritmos.

### **1.3. Organização do Documento**

Este documento está dividido em seis capítulos principais, incluindo a introdução (Capítulo 1).

No segundo capítulo é referida a importância da monitorização na avaliação da condição estrutural de pontes, bem como análise e identificação das causas típicas de alguns colapsos recentes de pontes. É também feita uma breve abordagem aos sistemas de gestão de obras de arte, nomeadamente ao caso português e aos principais objetivos das inspeções de pontes.

No terceiro capítulo é descrito como o processo de SHM é abordado no contexto do paradigma de reconhecimento estatístico de padrões para identificação de dano; este paradigma é definido em quatro fases: (1) Avaliação Operacional, (2) Aquisição de Dados, (3) Extração de Características, e (4) Modelação Estatística para Classificação de Características.

No quarto capítulo é feita a descrição da abordagem proposta nesta dissertação para deteção de dano em estruturas, onde os dados medidos através da monitorização e dos modelos de elementos finitos são integrados para melhorar a deteção de dano.

No quinto capítulo, a abordagem proposta nesta dissertação é aplicada a uma estrutura real. É feita a descrição da estrutura e de todo o processo de treino do algoritmo, bem como a discussão dos resultados obtidos e as principais conclusões, onde são focados os pontos mais importantes abordados e as principais ideias a reter.

No sexto capítulo são apresentadas as principais conclusões desta dissertação e apontados os assuntos passíveis de serem desenvolvidos futuramente.

## **2. AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO ESTRUTURAL DE PONTES**

### **2.1. Considerações Iniciais**

A monitorização das obras de engenharia civil tem como objetivo apoiar a avaliação da integridade estrutural, através da caracterização, por via da observação, do comportamento físico e mecânico dos materiais e dos seus elementos estruturais quando submetidos a um determinado tipo de solicitação contínua ou temporária [6].

Geralmente, as estruturas objeto deste tipo de monitorização são as obras de arte, isto é, estruturas consideradas especiais pelo impacto na sociedade e no meio ambiente, tais como pontes, viadutos e túneis. Estruturas que pelo seu volume, dimensão e pela sua importância para a mobilidade de pessoas e mercadorias requerem um acompanhamento cuidadoso, quer durante a fase de construção quer após a entrada em serviço. Para que uma estrutura permaneça em serviço em condições de segurança aceitáveis, devem ser contabilizados os custos decorrentes das intervenções em obra, em particular, os custos de manutenção e de reparação. Devem ainda ser tidos em conta os custos que uma eventual ruína da estrutura acarretaria [7]. Os sistemas de SHM assumem neste domínio um papel da maior importância, pois têm o potencial de fornecer informação quantitativa (e por vezes escondida durante as inspeções visuais) aos modelos de decisão que permite calendarizar e tipificar intervenções em obra, tendo em atenção as condições de segurança e de durabilidade da estrutura e a gestão otimizada dos recursos [8]. Os sistemas de SHM habituais incluem a instrumentação de elementos estruturais mais significativos, ao nível de seções ou pontos críticos da estrutura, englobando o controlo efetivo da evolução dos seguintes parâmetros ao longo da vida útil da estrutura: deformação (ex. extensões do betão e do aço); temperatura; rotação da base de pilares e vigas (inclinações); deslocamentos verticais e acelerações de vários pontos; corrosão de chapas e armaduras; infraescavação das fundações; etc.

Conforme representado esquematicamente na Figura 2-1, o envelhecimento das estruturas traduz-se numa redução progressiva das características do comportamento estrutural. As intervenções de rotina para preservar o comportamento expectável podem ter um carácter preventivo (conservação preventiva), ou serem essenciais para manter a estrutura dentro dos limites aceitáveis de segurança (conservação essencial) [9].

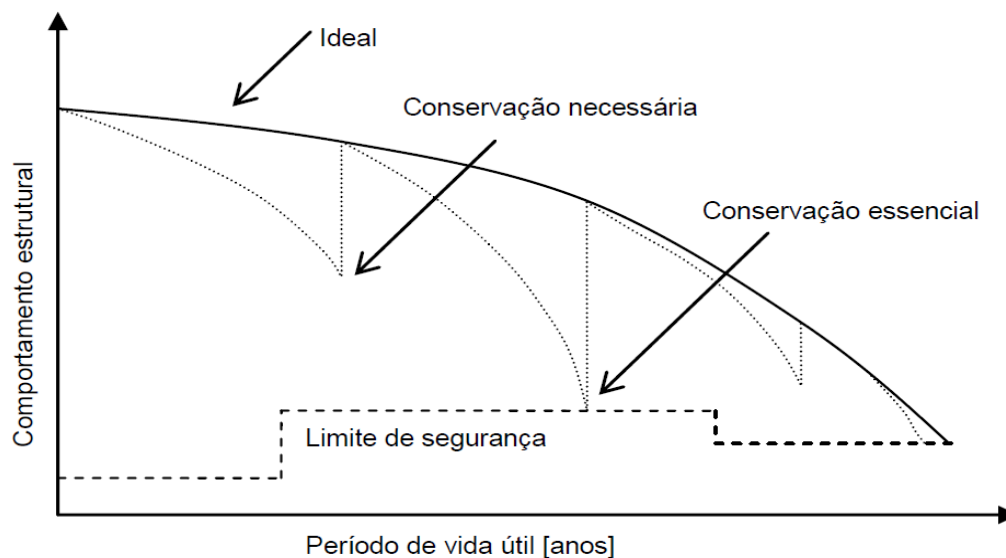


Figura 2-1: Reposição dos níveis de segurança estrutural [10]

Dentro dos programas de manutenção e conservação de pontes, as inspeções visuais (de inventário, de rotina, principais, especiais e subaquáticas) assumem atualmente uma importância crucial, já que permitem obter os dados necessários para conhecer, em cada momento, o estado da estrutura do ponto de vista funcional e resistente. Nestes programas, a monitorização temporária é, frequentemente, utilizada nas inspeções especiais; no entanto, a monitorização permanente está ainda reservada a estruturas especiais e emblemáticas.

No caso particular das pontes, atualmente, a generalidade das pontes portuguesas é acompanhada por técnicos especializados; de forma geral, apresentam-se bem conservadas, não existindo registos significativos de casos muito graves. Nos últimos anos muito mudou na fiscalização e manutenção de pontes; empresas como a Brisa e a Infraestruturas de Portugal (junção da EP e REFER) estão organizadas e têm muita informação sobre as suas pontes, que estão classificadas por níveis de condição (de excelente a mau). Portugal tem hoje cerca de 6200 pontes em serviço dos quais apenas cerca de 3,2% encontram-se na condição de “estruturalmente deficiente”. Apesar de não haver um envelhecimento das infraestruturas generalizado em Portugal, existe a necessidade de prevenir este problema. De forma a evitar investimentos consideráveis dentro de duas a três décadas recomenda-se investir, hoje, de forma preventiva, na manutenção das pontes ou infraestruturas em geral [2].

## 2.2. Causas Típicas de Colapsos de Pontes

Heródoto disse que “(...) devemos pensar o passado para compreender o presente e idealizar o futuro”. Assim, o estudo e análise de colapsos de pontes no passado é uma tarefa importante para entender as condições que provocaram esses colapsos e encontrar maneiras de evitá-los, minimizando futuras perdas de vidas humanas, económicas e financeiras. Quando interpretados corretamente, os colapsos podem produzir uma quantidade significativa de informação que ajuda a entender melhor o comportamento global das pontes sobre ações de longo prazo. Por exemplo, a análise dos acidentes pode fornecer conhecimento sobre certos fenómenos estruturais não previstos e sobre características de envelhecimento dos materiais, o que pode levar à adoção de medidas preventivas na construção de novas pontes, ao ajuste de determinadas ferramentas de dimensionamento em função de determinadas condicionantes, ou ao desenvolvimento de regulamentos de projeto mais eficientes. Efetivamente, é sempre preferível evitar falhas através de um projeto estrutural adequado, ao invés de confiar num sistema de SHM.

Colapsos de pontes podem ser o resultado de uma grande quantidade de fatores. Mesmo que não seja possível criar uma lista completa e precisa de todos os colapsos de pontes ao longo da história, uma vez que algumas não estão bem documentadas, a maioria desses casos foi relatada como resultado de eventos naturais, erros humanos e deterioração provocada pelo envelhecimento. De forma quantificar o número de colapsos de pontes por país, registados desde 1950 até 2015, o autor participou num estudo em que se considerou os colapsos que foram registados na internet e nos órgãos de comunicação social. A Figura 2-2 e a Figura 2-3 resumem os resultados. Através da análise das figuras, observa-se que os colapsos ocorrem com frequência tanto em países economicamente desenvolvidos (ex. Estados Unidos da América) como em países em acelerado desenvolvimento económico e com construção significativa de infraestruturas, principalmente o Brasil, a China e a Índia. Portugal tem apenas um colapso registado. Relativamente aos EUA, ainda se continua a observar grande número de colapsos, apesar do esforço do governo americano para reverter essa situação. É importante destacar que o “boom” de construção nos EUA aconteceu nas décadas de 1950 e 1960 e por isso as suas infraestruturas apresentam-se hoje bastante envelhecidas e a precisar de intervenção.

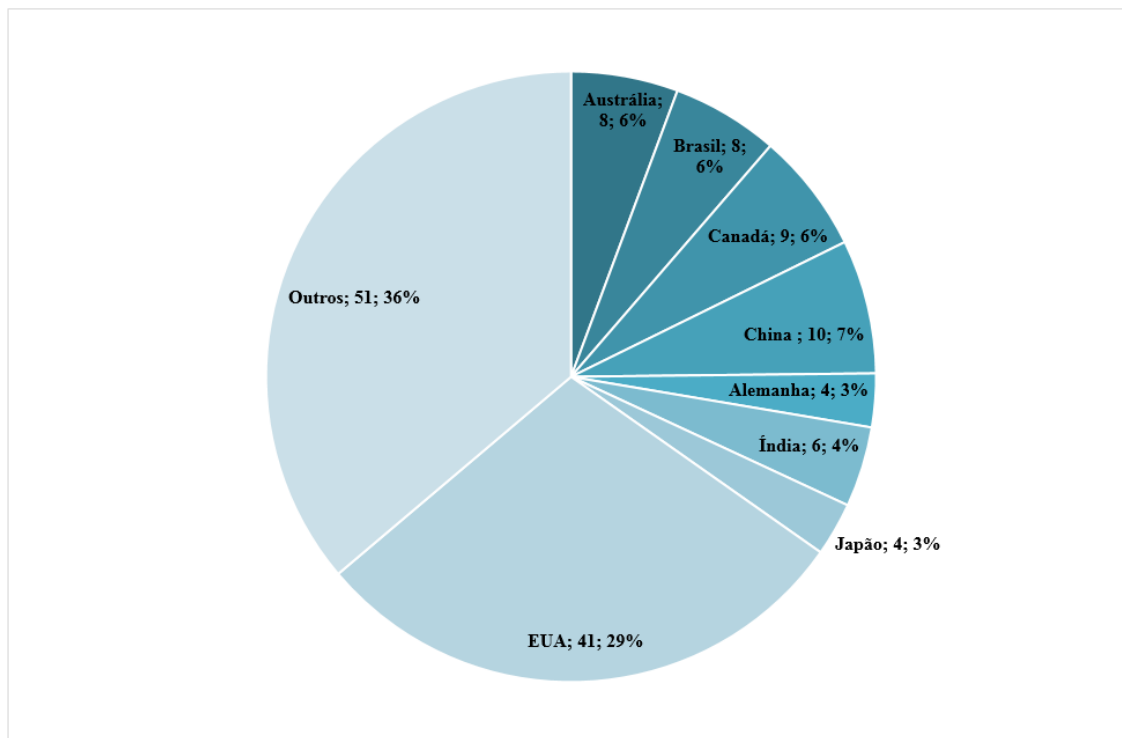


Figura 2-2: Distribuição por países dos 141 colapsos registados no período 1950-2015 [11]

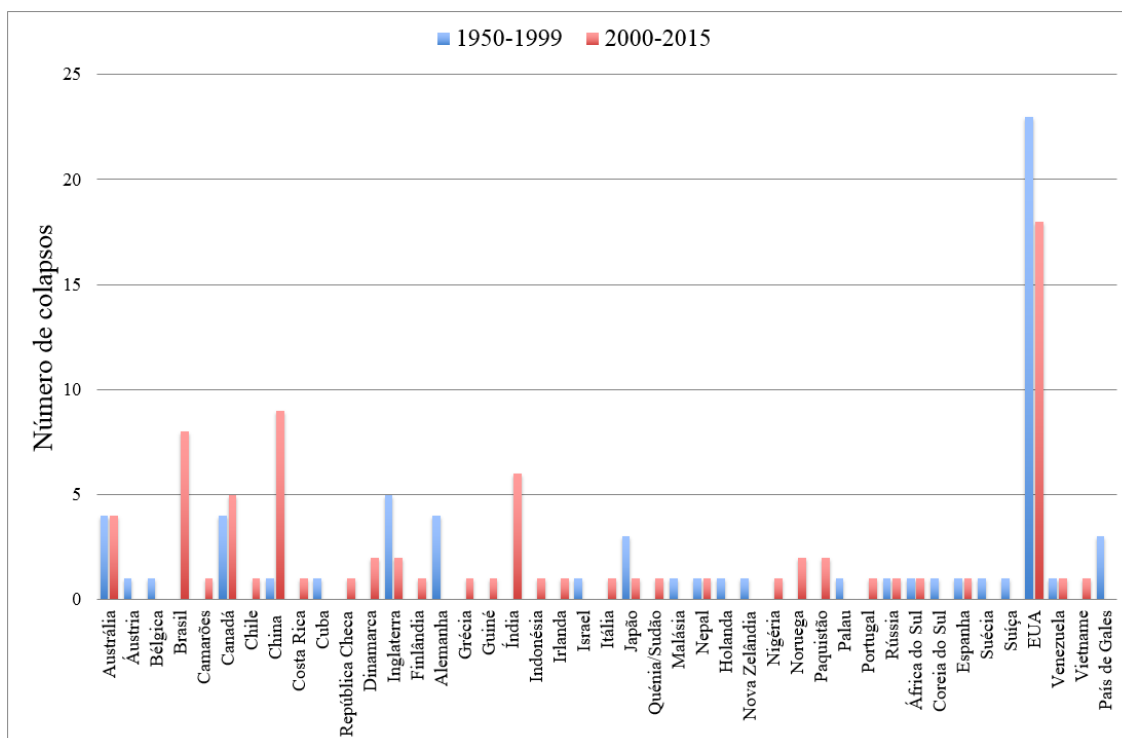


Figura 2-3: Distribuição por países e períodos dos colapsos de pontes [11]

Existe uma grande quantidade de colapsos provocados por eventos naturais. Estima-se que mais de metade de todos os colapsos de pontes resultam de causas relacionadas com a ação da água, tais como inundações e erosão local (ou infraescavação) nos pilares da ponte. A infraescavação pode ser definida como a remoção do material do leito em torno da base dos pilares ou dos encontros devido às correntes (Figura 2-4). De facto, a infraescavação foi relatada como a causa mais comum de colapsos de pontes nos EUA [12]. Este fenómeno reduz a capacidade de carga das fundações existentes, comprometendo a integridade da estrutura e, quando não monitorizado, pode levar ao seu colapso. A ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios, em Portugal, é um dos casos mais famosos de colapso de uma ponte devido à infraescavação.

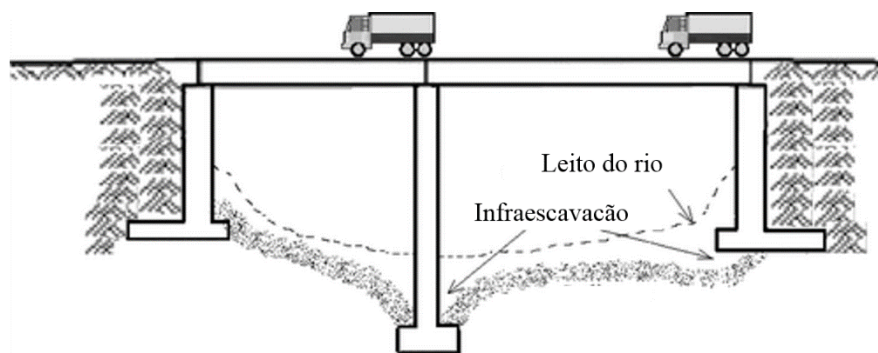


Figura 2-4: Fenómeno da infraescavação em pilares submersos [13]

Outra causa significativa de colapsos de pontes é o fenómeno sísmico, principalmente devido ao seu poder de destruição e não ao seu elevado nível de ocorrência. Durante estes eventos, que geralmente duram apenas alguns segundos, as pontes podem sofrer danos consideráveis, sobretudo se não estiverem preparadas para lidar com as ações sísmicas. Hoje em dia, quase todas as infraestruturas de engenharia civil são construídas tendo em consideração a atividade sísmica. A Freeway I-5, em Los Angeles, é um dos muitos exemplos de danos causados por sismos em pontes, que sofreram graves danos durante o terramoto de 1994 em Northridge, Califórnia (Figura 2-5). Embora estes colapsos sejam reais e graves, acredita-se que aqui os sistemas de SHM não deverão ser efetivos para deteção do dano durante o sismo, mas para avaliar a condição estrutural e o nível de segurança após a ocorrência do sismo; esta informação

pode ser crucial para ajudar a tomada de decisão do dono de obra, sobre, por exemplo, a necessidade ou não do encerramento da ponte.

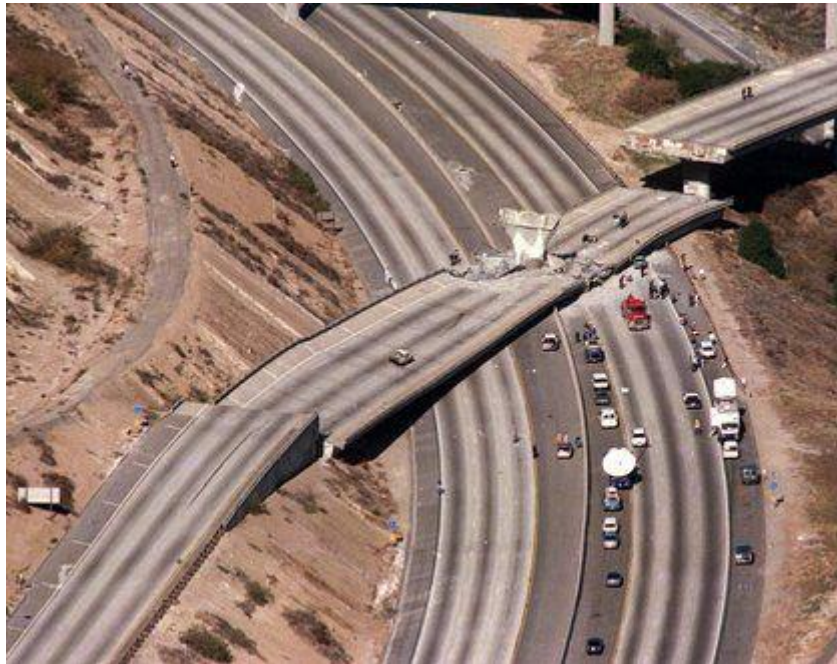


Figura 2-5: Freeway I-5 em Los Angeles, depois do terremoto de 1994 [14]

A ação do vento é também uma das principais causas naturais dos colapsos de pontes. O vento desempenha um papel muito importante no momento de projetar uma ponte, pois pode provocar uma resposta dinâmica de ressonância. Basicamente, o fenômeno de ressonância ocorre quando a estrutura recebe energia por meio de excitações de frequência igual a uma das suas frequências naturais de vibração, passando a vibrar com amplitudes cada vez maiores. Se a ponte não tiver uma resistência que suporte a amplitude do movimento ou amortecimento para minimizar o mesmo, esta sofrerá danos podendo até ser colapsar. Um caso famoso de ressonância em estruturas ocorreu em 1940 na ponte suspensa Tacoma Narrows, no estado de Washington, EUA. A ação do vento, em torno de 65 Km/h, entrou em ressonância com os modos de vibração naturais da estrutura, levando ao seu colapso (Figura 2-6).

Em alguns países, existe a hipótese de danos provocados por blocos de gelo flutuantes. Dependendo do tamanho do rio, da velocidade da corrente e do tamanho dos blocos de gelo, a colisão dos mesmos com os pilares da ponte pode produzir o mesmo



efeito que o impacto de um veículo em movimento. Nesses casos, proteções de madeira ou de outros materiais devem ser construídas para proteger os pilares.

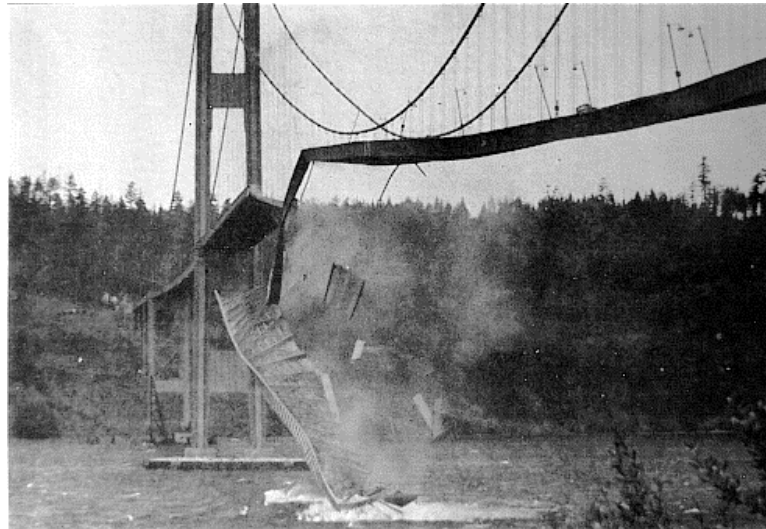


Figura 2-6: Colapso da ponte Tacoma Narrows [15]

Os erros humanos também desempenham um papel importante quando se trata de colapsos de pontes. As falhas devido ao erro humano representam alguns dos maiores desastres através da história, com uma variedade de causas que podem decorrer de deficiências de projeto e/ou construção, falta de manutenção, incêndios, ataques terroristas e colisões [16]. As colisões estão relacionadas com impactos de veículos, comboios ou embarcações. Os impactos de veículos ocorrem principalmente porque muitas pontes mais antigas não possuem a altura mínima exigida pelos códigos de projeto atuais, resultando em colisões de caminhões pesados que podem causar sérios danos às pontes. As colisões de veículos também podem ser relacionadas a danos causados por incêndios, como consequência do capotamento de caminhões que podem derramar combustível e pegar fogo [16]. Apesar de as colisões de veículos ocorrerem com elevada frequência, as colisões de embarcações têm uma maior taxa de mortalidade. Dois dos desastres mais famosos provocados por impactos de embarcações foram o desastre da Sunshine Skyway (Figura 2-7), na Flórida, e o desastre da Ponte I-40 em Oklahoma, nos EUA. O primeiro aconteceu em 1980, quando um cargueiro colidiu com um pilar durante uma tempestade, derrubando mais de 350 metros de ponte. A colisão provocou a queda na água de seis automóveis e um autocarro, matando 35 pessoas. O segundo aconteceu

em 2002, quando um rebocador colidiu com um pilar de suporte provocando o colapso de uma seção da ponte e levando à morte de 14 pessoas.



Figura 2-7: Sunshine Skyway, Florida, EUA [17]

Falhas em pontes são encontradas não só na fase de serviço, mas também durante a construção. A fase de construção de uma ponte é o estado mais vulnerável. É durante a construção que, por vezes, os pontos críticos são negligenciados, levando ao colapso. Algumas causas de colapsos durante a construção são: elementos de suporte temporários subdimensionados, mau escoramento durante a betonagem, sequência de construção executada de forma diferente da planeada ou mesmo o uso de parafusos (ou ligações) errados. A falta de manutenção é, infelizmente, também responsável por falhas nas pontes. O aumento constante do tráfego, com camiões cada vez mais pesados, aumentando assim a velocidade da deterioração das pontes e dos pavimentos, combinado com o fato de que algumas pontes antigas não foram projetadas de acordo com os critérios de projeto atuais, faz das inspeções periódicas uma tarefa essencial para prevenir falhas em pontes [16].

Finalmente, o envelhecimento natural e consequente deterioração da estrutura é um fator que precisa ser levado em consideração nas principais causas das anomalias em pontes. As pontes, tal como todas as infraestruturas civis, têm uma vida de serviço que depende da deterioração que os materiais irão sofrer ao longo dos anos. Embora o envelhecimento da estrutura não seja por si só a principal causa das falhas em pontes, principalmente devido às inspeções periódicas durante todo o período de vida útil, não é um aspeto que deva ser negligenciado. A maioria das falhas devido ao envelhecimento e à deterioração estão associadas à falta de manutenção e negligência, mas também podem

ser o resultado do aumento das cargas a que a estrutura está sujeita, tanto pelo aumento da quantidade de tráfego como o aparecimento de veículos cada vez mais pesados.

### 2.2.1. Análise de colapsos de pontes nos EUA

Nas últimas décadas, tem sido prestada mais atenção à avaliação do estado de condição das pontes. Nos EUA, o primeiro alerta surgiu em 1967 com o colapso da Silver Bridge que ligava os estados de West Virginia e Ohio (Figura 2-8) [12]. A 15 de dezembro, às 5 horas da tarde, a ponte colapsou sobre o rio Ohio durante a hora de ponta, resultando na morte de 46 pessoas. Depois de investigarem os destroços, as conclusões apontaram para que a causa do colapso tenha sido a cedência de uma barra de ligação como resultado de um pequeno defeito, que causou uma força de tensão localizada muito elevada. Além disso, a localização da barra defeituosa não pôde ser acedida durante a inspeção visual. No momento da construção (1928), os projetistas ainda não tinham experiência dos efeitos da corrosão e da fadiga. No entanto, os tipos de corrosão estrutural, que causaram as fendas e o subsequente colapso da Silver Bridge, seriam indetetáveis mesmo com os meios hoje à nossa disposição. Somente ao desmontar a própria articulação seria possível perceber o problema, o que não é realista após a ponte estar construída [18, 19].



Figura 2-8: Colapso da Silver Bridge, Ohio, EUA, 1967 [20]

Este trágico colapso despertou um interesse nacional nas inspeções e na manutenção de pontes antigas, levando, em 1971, a Federal Highway Administration (FHWA) a criar o National Bridge Inspection Standards (NBIS). O NBIS estabeleceu uma política nacional em matéria de procedimentos e frequência das inspeções, bem como sobre as qualificações do pessoal que fazia as inspeções, entre outros. As pontes deveriam ser inspecionadas a cada cinco anos, com exceção de estruturas importantes que deveriam ser inspecionadas com um intervalo de dois anos.

Apesar da implementação dos procedimentos de inspeção à escala nacional, as infraestruturas envelhecidas continuaram a ser um problema nos EUA. Em 1983, uma seção da ponte do Rio Mianus em Greenwich, no estado de Connecticut, desabou separando-se completamente da ponte e caindo no rio. Este incidente resultou em três mortos e três feridos graves. Após uma investigação realizada pela National Safety and Transportation Board (NSTB), a causa do colapso foi apontada como resultado da corrosão devido à drenagem inadequada. No entanto, também foi indicado que o processo de inspeção não tinha sido suficientemente rigoroso. O número de inspetores naquele estado era significativamente baixo quando comparado com a quantidade de pontes usadas diariamente. Além disso, não havia equipamentos disponíveis para verificar os principais pontos de tensão na ponte e, para piorar a situação, alguns inspetores até assinaram relatórios sem realizar uma inspeção [21]. Após este incidente, foram recrutados mais inspetores e foram estabelecidos novos procedimentos de inspeção. No entanto, os acidentes devido à falta de manutenção ou negligência e deficiência de projeto continuaram a acontecer.



Figura 2-9: Ponte de Mianus River após o desastre [21]

Com o colapso da ponte I-90 no Schoharie Creek, em Nova Iorque, em abril de 1987, as atenções foram viradas para a inspeção subaquática. Este desastre, que tirou a vida de dez pessoas, ocorreu durante um dilúvio de primavera, quando dois vãos da ponte caíram ao rio depois de um pilar de suporte, onde os vãos se apoiavam, ter colapsado devido ao fenómeno da infraescavação. Pouco depois do primeiro colapso, as águas derrubaram outro pilar e, conseqüentemente, outro vão da ponte. Este segundo colapso foi resultado do primeiro, que bloqueou o fluxo da corrente do rio desviando assim as águas para o segundo pilar de suporte, que acabou por ser derrubado devido ao aumento da velocidade e do caudal de água [22]. Na Figura 2-10 é possível visualizar o resultado do dano por infraescavação num dos pilares.



Figura 2-10: Efeito da infraescavação no pilar oeste da ponte I-90 [22]

O NTSB concluiu que as fundações da ponte eram suscetíveis à infraescavação, em resultado de um fraco enrocamento de proteção em torno da base dos pilares e por as fundações não serem suficientemente profundas. Este colapso chamou a atenção para a vulnerabilidade das pontes à infraescavação, já que cerca de 86% das 593 mil pontes no National Bridge Inventory (NBI) estavam construídas sobre linhas de água. Como resultado, o FHWA introduziu nas suas diretrizes algumas revisões ao nível do projeto, manutenção e inspeção das estruturas.



Em 2007, o colapso da ponte I-35W (Figura 2-11) sobre o rio Mississippi em Minneapolis, Minnesota, trouxe mais uma vez a segurança das pontes para a atenção da sociedade [23]. O desastre ocorreu ao final da tarde, durante a hora de maior tráfego, causando 13 mortes e 145 feridos. A ponte tinha sido inspecionada todos os anos desde 1993 e, antes disso, costumava ser inspecionada a cada dois anos, conforme exigido pelo NBIS. Além disso, nos anos anteriores ao colapso, a ponte foi classificada como "estruturalmente deficiente", uma vez que o caminho de cargas da estrutura era não-redundante, o que significa que uma falha de qualquer um dos vários elementos estruturais na ponte poderia resultar num colapso total da estrutura [24].



Figura 2-11: Colapso da ponte I-35W, Minnesota, EUA [23]

O relatório da NISTB concluiu que o problema por trás do colapso era um erro de projeto, que resultou do facto de algumas chapas de Gusset estarem subdimensionadas e assim incapazes de suportar a carga que foi colocada na ponte. Os trabalhos de renovação que ocorriam no momento do colapso contribuíram para agravar a situação. O aumento da espessura do tabuleiro de betão (de 17 cm para 22 cm), do separador central e das barreiras de proteção lateral, e o fato de todas as máquinas e materiais de pavimentação estarem estacionados e empilhados no vão central aumentaram consideravelmente o peso na estrutura. As chapas de Gusset subdimensionadas, combinadas com a carga adicional das renovações e o tráfego da hora de ponta, fizeram com que a ponte colapsasse sobre o rio Mississippi [16].

### 2.2.2. Análise de colapsos de pontes em Portugal

Em Portugal, foi só após o desastre da ponte Hintze Ribeiro (Figura 2-12) que as autoridades viraram verdadeiramente as atenções para o envelhecimento das pontes [25]. Este desastre ocorreu em 4 de março de 2001, quando um dos pilares da ponte colapsou matando 59 pessoas, ocupantes de um autocarro e três veículos ligeiros que na altura do acidente circulavam na ponte. A extração ilegal de areia, que promoveu o abaixamento generalizado do leito do rio e que, consequentemente, comprometeu a estabilidade dos pilares da ponte (bem como a negligência dos responsáveis, apesar das advertências dos técnicos), foi apontada como a principal causa do colapso. Uma campanha global de inspeções de pontes foi posta em movimento, com um total de quase 350 inspeções, como reação ao acidente. Em consequência, e como resultado dessas inspeções, três pontes foram imediatamente encerradas e em 56 pontes foram impostas novas restrições de cargas e de velocidade. Atualmente, a empresa Infraestruturas de Portugal adotou um plano de inspeções de rotina que consiste em inspeções subaquáticas principais realizadas a cada quatro anos em, aproximadamente, 150 pontes com fundações permanentemente submersas. Adicionalmente, essas inspeções são realizadas a cada dois anos para casos que estejam sinalizados [2].



Figura 2-12: Ponte Hintze Ribeiro após o desastre de 4 de Março de 2001 [26]

Note-se que, embora este incidente tenha alertado as autoridades para a importância da inspeção e manutenção das pontes, os sistemas de SHM já tinham começado a ser usados há alguns anos com a construção, por exemplo, da ponte Vasco da Gama (subcapítulo 2.4).

### 2.2.3. Análise de colapsos de pontes no Brasil

No Brasil, registaram-se oito colapsos de pontes desde 2010. A 5 de janeiro de 2010, uma ponte sobre o rio Jacuí, no Rio Grande do Sul, colapsou como consequência de uma cheia, resultando na morte de cinco pessoas. Em Belo Horizonte, a 3 de julho de 2014, um viaduto colapsou durante a construção, caindo sobre o tráfego que circulava na estrada sob a estrutura, provocando a morte de duas pessoas (Figura 2-13).



Figura 2-13: Colapso de um viaduto em Belo Horizonte, Brasil [27]

A 27 de fevereiro, deu-se o colapso da ponte MT-474, no estado de Mato Grosso (Figura 2-14). Por causa de fortes chuvas ocorridas nos últimos dias, a estrutura cedeu após a passagem de um caminhão carregado de cereais. Os produtores rurais da região exigiam há meses um investimento do governo estadual para reforçar a ponte. A estrutura era muito importante para escoar a produção dos 50 mil hectares de lavouras que ficavam do outro lado do rio. No pico da colheita chegavam a passar mais de 100 caminhões por dia sobre a ponte.

A Ponte de Pedra Branca, em Grande Aracaju, no estado de Sergipe, colapsou a 9 de maio de 2015. Na análise dos técnicos, o desabamento foi causado pela corrosão dos tirantes de aço, em decorrência da falta de manutenção da ponte. A última inspeção tinha ocorrido há mais de 20 anos. Este colapso resultou no rompimento de duas adutoras, responsáveis pela distribuição de 70% da água da região de Grande Aracaju.





Figura 2-14: Ponte MT-474, estado de Mato Grosso, Brasil [27]

#### 2.2.4. Análise de colapsos de pontes no resto do mundo

No resto do mundo, desastres similares têm ocorrido ao longo dos anos. A 21 de outubro de 1994, o colapso da ponte Seongsu, em Seul, Coreia do Sul, provocou a morte de 32 pessoas e 17 pessoas ficaram feridas. As ligações das treliças que suportavam a laje da ponte não estavam devidamente soldadas, provocando o colapso. A espessura da soldadura, que deveria ser aproximadamente de 10 milímetros, foi de apenas 8 milímetros. Adicionalmente, concluiu-se que os parafusos de aço usados nas conexões eram de má qualidade. Após o incidente, a ponte foi encerrada; no entanto, devido à sua baixa qualidade de construção, teve que ser novamente projetada e reconstruída [28].



Figura 2-15: Colapso do tabuleiro da ponte Seongsu, Seul [29]

Em Espanha, a 7 de novembro de 2005, devido a um erro de projeto, três dos pilares de um viaduto em construção em Almuñecar, Granada, entraram em colapso fazendo com que uma seção de 60 metros da ponte caísse de uma altura de mais de 50 metros provocando a morte de 6 trabalhadores, cinco dos quais de nacionalidade portuguesa [30]. Na Índia, em 28 de agosto de 2003, uma ponte em Daman entrou em colapso como consequência de graves danos causados pela chuva violenta. Mais de 25 pessoas foram mortas, incluindo mais de 20 crianças que estavam a caminho da escola. A falta de manutenção foi apontada como a principal causa do desastre. Três anos depois, ocorreu outro desastre na Índia, quando um passadiço de 150 anos, em Bihar, subitamente desabou sobre um comboio que passava, matando 33 pessoas. No momento do colapso, a ponte estava a ser desmantelada [31].

## **2.3. Sistemas de Gestão de Obras de Arte**

### **2.3.1. Perspetiva geral**

Em forma de resposta aos múltiplos colapsos de pontes, a maioria dos donos destas estruturas, em todo o mundo, adotaram os chamados Sistemas de Gestão de Obras de Arte (na literatura inglesa conhecidos por *Bridge Management Systems*) para gerir informação de inventários e o histórico dos dados das inspeções.

Estes sistemas funcionam, essencialmente, como uma base de dados com alguma capacidade de previsão, composta por dados relativos ao inventário das obras de arte e pelos resultados das inspeções, que permitem organizar convenientemente a informação contida e fazer uma triagem das medidas a adotar. São essencialmente ferramentas de suporte à decisão baseadas em inspeções visuais desenvolvidas para analisar fatores estruturais e económicos e ajudar as autoridades a determinar como e quando tomar decisões sobre manutenção, reparação e reabilitação das estruturas de uma forma sistemática [32] (Figura 2-16). Estes sistemas representam um papel importante na tomada de decisões e, conseqüentemente, contribuem para uma melhor gestão das obras de arte.

No início da década de 1990, vários pacotes de *software* foram desenvolvidos para auxiliar na gestão de pontes, como o *software* PONTIS e BRIDGIT nos EUA, DANBRO na Dinamarca e GOA em Portugal [2]. Até à data, a avaliação da condição estrutural por

parte destes sistemas baseia-se, essencialmente, em índices ponderados baseados em inspeções visuais e/ou em tecnologias de testes não destrutivos.

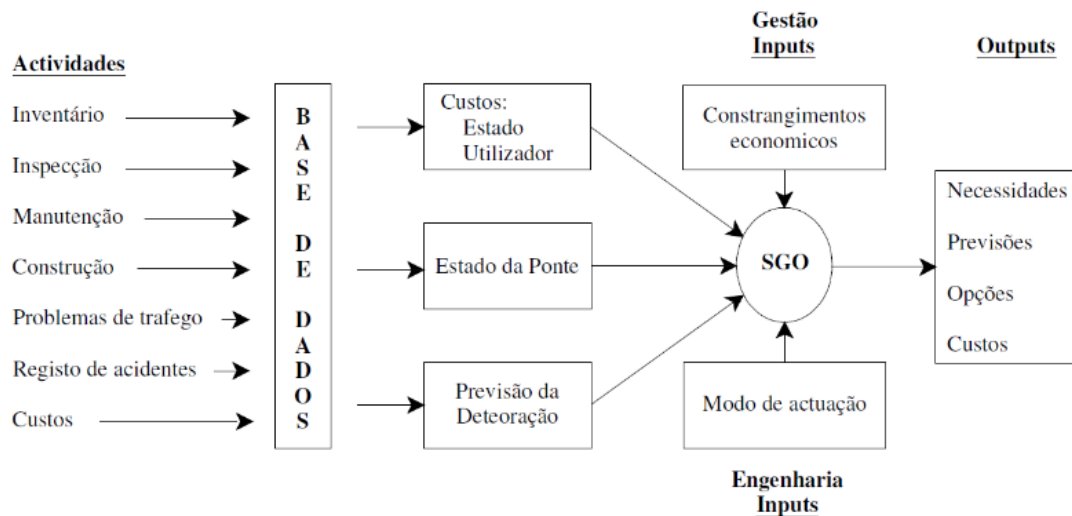


Figura 2-16: Esquema de um Sistema de Gestão de Obras de Arte [33]

### 2.3.2. Sistema português - GOA

O sistema de gestão de obras de arte denominado GOA, disponível na forma de aplicação informática, foi desenvolvido em Portugal, pela BETAR Consultores, Lda., e está implementado, em versões ajustadas, pelos vários donos de pontes em Portugal, tais como a Infraestruturas de Portugal (empresa pública que resulta da fusão entre a REFER, Rede Ferroviária Nacional, e a EP, Estradas de Portugal S.A., empresas destinadas a gerir e administrar as infraestruturas ferroviárias e rodoviárias em Portugal) e a Brisa – Autoestradas de Portugal, SA.

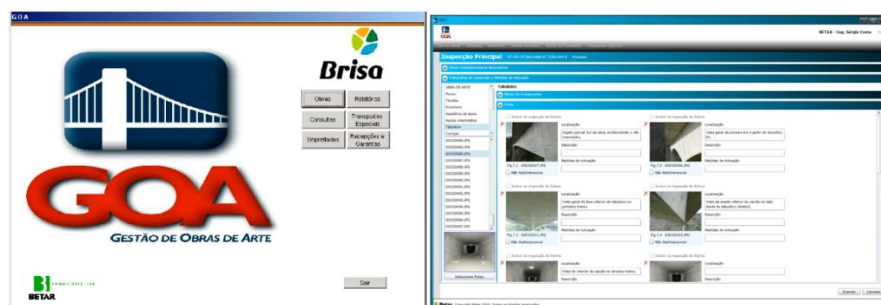


Figura 2-17: Aplicação GOA desenvolvida pela Betar Consultores, Lda [34]

O sistema foi desenvolvido e organizado de forma a permitir adaptar-se às necessidades dos diversos donos de obra. Nesta ótica, o sistema GOA apresenta um conjunto de módulos que interagem entre si e nos quais a informação recolhida no campo está devidamente organizada e catalogada. Esses módulos permitem [35]:

- Registrar num inventário toda a informação relevante para as pontes do sistema, incluindo dados de geometria, elementos constituintes, materiais, fotografias e esquemas da ponte gerados por computador;
- Gerar relatórios com a informação recolhida nas inspeções principais ou de rotina. Os relatórios das inspeções principais apresentam a condição registada para cada uma das componentes da ponte, fotos e descrições das anomalias registadas pelo inspetor. É possível calcular os custos totais de reparação, sendo que para isso é necessária apenas a introdução das quantidades exigidas para levar a cabo a intervenção, uma vez que programa dispõe de uma base de dados com os tipos de reparações e respetivos custos unitários;
- Apresentar os investimentos globais futuros baseados nos custos das ações de manutenção e reparação referentes aos relatórios de inspeção;
- Efetuar um ajuste orçamental de forma a restringir a verba de investimento ao orçamento disponível deixando trabalhos não prioritários (selecionados por critérios como o tipo de obra, a zona ou as vias) para intervenções noutra ano fiscal;
- Verificar a existência de restrições (de peso ou gabarit<sup>\*</sup>) ao tráfego de veículos especiais em determinado itinerário;
- Interligar a base de dados com um SIG (Sistema de Informação Geográfica), possibilitando ao utilizador observar a localização das pontes, conhecer a caracterização geográfica da sua envolvente (bacias hidrográficas, curvas de nível, povoações, etc.) e definir corredores de emergência.

---

<sup>\*</sup> Gabarit: distância física ou tolerância vertical de uma obra de arte ou túnel. Corresponde, por exemplo, à altura máxima dos veículos que podem passar debaixo de uma passagem inferior.

### 2.3.3. Inspeções de pontes

#### 2.3.3.1. Visão geral

Até meados do século XX, o número reduzido de programas de inspeção estava vinculado ao número reduzido de pontes e à falta de uma estratégia de manutenção regular. Após a Segunda Guerra Mundial, esse cenário mudou em vários países, especialmente nos EUA e na Europa, através da construção massiva de novas pontes a um baixo custo, mas com pouco esforço despendido em inspeções e trabalhos de manutenção – o esforço estava essencialmente sobre a construção de novas estruturas. Conforme mencionado no Subcapítulo 2.2.1, as inspeções começaram a ser o foco dos donos das pontes com o colapso da Silver Bridge, nos EUA, em 1967. Posteriormente, os programas de inspeções, que estabelecem como as mesmas devem ser realizadas e com que frequência, foram criados em todo o mundo trazendo o conceito de planejamento organizado e programado de inspeções. Assim, os principais objetivos das inspeções de pontes são:

- Garantir a segurança da ponte;
- Identificar quaisquer trabalhos de manutenção, reparação e reabilitação; e
- Fornecer uma base para o planejamento e o financiamento das obras necessárias.

Atualmente, em todo o mundo, as inspeções de pontes são, de uma forma geral, divididas em cinco categorias:

- Inspeções de inventário;
  - Inspeções de rotina;
  - Inspeções principais;
  - Inspeções especiais; e
  - Inspeções subaquáticas.
- 
- **Inspeções de inventário**

A inspeção de inventário (ou cadastro) serve para identificar e descrever a ponte de uma forma sistematizada e organizada, devendo aqui ser registrados os dados das

características gerais, do histórico, e da envolvente da ponte. Deverão ser recolhidos o projeto de execução e o projeto com as alterações durante a construção. Isto não substitui uma visita ao local, pois todas as informações deverão ser confrontadas com o observado *in situ*.

#### ▪ Inspeções de rotina

As inspeções de rotina têm uma periodicidade de cerca de dois anos. Esta inspeção permite a deteção de patologias, a especificação de trabalhos de manutenção, a definição de custos de manutenção para o ano seguinte em função dos trabalhos propostos, e a obtenção de mapas de quantidades correspondentes aos trabalhos propostos, para lançamento de empreitadas de manutenção.

As inspeções de rotina distinguem-se das inspeções principais por não ser feita a avaliação das anomalias mais graves, cuja retificação terá de passar pela execução de trabalhos de reparação ou pela elaboração de projetos de reabilitação. Assim, o inspetor indicará a necessidade de realizar uma inspeção principal complementar, nos casos em que tenham sido detetadas anomalias que, pela sua complexidade e natureza, necessitem de uma avaliação mais aprofundada. (ex. fissuras em elementos estruturais, rotação de pilares, assentamentos de fundações) [32].

#### ▪ Inspeções principais

Uma inspeção principal consiste na observação e registo das condições de funcionamento de uma ponte. Neste registo ficam identificadas as anomalias mais graves e que comprometem o bom desempenho dos diversos componentes estruturais, quer a nível de durabilidade quer ao nível da segurança. Este tipo de inspeção tem, geralmente, uma periodicidade de cinco anos, podendo, em casos particulares, ser inferior para ter em conta as características de uma determinada ponte. Tendo presente que este tipo de avaliação assenta na experiência e qualificação técnica dos inspetores, os sistemas de gestão incluem, em geral, um manual de anomalias onde são apresentadas as deficiências detetadas pelas várias equipas de inspeção ao longo dos anos. Nesse manual, as anomalias são apresentadas por tipo de obra, sendo para cada uma delas descrito o seu aspeto, a sua localização, as suas causas prováveis, a evolução esperada e os trabalhos de reparação que poderão ser úteis para a reparação dos componentes afetados. Desta forma, com base

no conhecimento das diversas anomalias e nos critérios de classificação pré-definidos, é possível uniformizar a avaliação por parte dos diversos inspetores.

Em caso de incerteza em relação à causa, extensão ou gravidade da anomalia deve ser solicitada a realização de uma inspeção especial, por forma a efetuar análises técnicas específicas que permitam avaliar, com segurança, o real estado do componente e propor o trabalho mais aconselhável para a sua correção. Em situações de má conceção/execução, os custos de reparação dos materiais/equipamentos podem exceder os de substituição do respetivo componente [32].



Figura 2-18: Inspeções principais realizadas com recurso a plataforma móvel [32]

#### ▪ Inspeções especiais

As inspeções especiais surgem geralmente após a realização de uma inspeção principal e não têm uma periodicidade definida, realizando-se sempre que se considere necessário identificar e analisar com algum detalhe alguma deficiência encontrada, de forma a garantir a segurança e/ou durabilidade da estrutura.

Esta inspeção recorre normalmente à realização de ensaios que permitam identificar o grau de deterioração dos materiais, identificar a sua causa, avaliar o impacto que a anomalia tem, em termos de resistência e de desempenho de determinados componentes, prever a sua evolução, etc.

No âmbito duma inspeção especial poderão ser realizados, entre outros, os seguintes trabalhos: ensaios de carga; recolha de amostras para realização de ensaios químicos e físicos sobre os materiais; medição geométrica de deformações e oscilações;



avaliação da camada de recobrimento e do grau de corrosão das armaduras; trabalhos de monitorização (nivelamento, medição de tensões em tirantes e cabos).

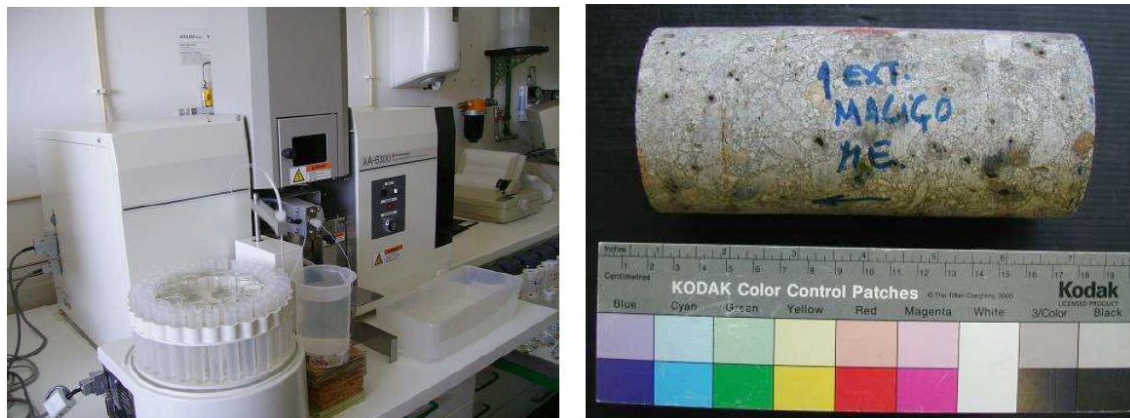


Figura 2-19: Ensaios químicos e físicos dos materiais [2]

#### ▪ Inspeções subaquáticas

A inspeção subaquática é usada para detetar defeitos em elementos estruturais submersos (ex. fundações de uma ponte) e para identificar a existência de infraescavação. Em Portugal, as inspeções subaquáticas passaram a ser realizadas de forma rotineira apenas após o colapso da ponte Hintze Ribeiro em 2001. O fundamental das inspeções subaquáticas, conforme descrito pelos proprietários das pontes, é registar com precisão a condição atual das fundações das pontes e do leito dos rios, e para identificar condições que possam ser indicativas de potenciais problemas relacionados com a existência de infraescavação e a estabilidade da corrente dos rios. Na verdade, a infraescavação é estatisticamente considerada a causa mais comum de colapsos de pontes nos EUA. De 1961 a 1976, 46 dos 86 colapsos de pontes resultaram de instabilidade estrutural provocada pelo fenómeno da infraescavação na zona dos pilares. Note-se que durante esse período, mais ruínas de pontes foram provocadas por infraescavação do que por terremotos, ação do vento, falhas estruturais, corrosão, acidentes ou anomalias durante a construção das pontes [2]. A Figura 2-20 mostra uma inspeção subaquática a um elemento estrutural submerso; uma equipa de engenheiros acompanha a vistoria em tempo real através de monitores instalados num barco e dá as instruções técnicas aos mergulhadores por meio de uma rede microfones.





Figura 2-20: Inspeção subaquática dos tubulões da Ponte Rio-Niterói, por meio de acesso tátil às estruturas [36]

#### 2.3.3.2. Limitações das inspeções

Em Portugal, desde o início de 2000, os principais donos de pontes fizeram um esforço bem sucedido para implementar um programa eficaz de inspeções de pontes. As inspeções de pontes podem revelar informações substanciais sobre a condição da estrutura e podem ser complementadas com uma ampla gama de testes da avaliação não destrutiva. No entanto, no geral, as atuais inspeções de pontes têm várias limitações, entre as quais se destacam [2]:

- O sistema de classificação da condição das pontes utilizado baseia-se sobretudo nas inspeções visuais, que dependem excessivamente do fator humano e, conseqüentemente, as classificações não exibem um elevado grau de consistência quando realizadas por diferentes inspetores;
- A precisão das classificações é desconhecida, uma vez que a avaliação está geralmente restrita apenas a pontos que são fisicamente acessíveis pelos inspetores, o que não permite identificar falhas ou anomalias ocultas;
- As inspeções das pontes e os testes suplementares de avaliação não destrutiva consomem muito tempo e recursos económicos; e
- A precisão e a fiabilidade das inspeções de rotina e principais podem ser aumentadas através de uma maior qualificação dos inspetores, quanto aos tipos de cenários de dano a serem detetados e os métodos para identificá-los.

Para verificar a precisão das inspeções visuais, a EP realizou inspeções paralelas (inspeções feitas por duas equipas diferentes) em cerca de 2,5% das inspeções realizadas anualmente por técnicos da EP durante os anos de 2010 e 2011, de forma a obter uma Certificação de Qualidade dos trabalhos executados e metodologias propostas por essas inspeções. As inspeções mostraram contradições quanto à classificação da condição de alguns componentes das estruturas. Apesar de tipicamente usadas por menos de 50 por cento dos inspetores, as ferramentas de avaliação não destrutiva de inspeção mais comuns usadas, durante as tarefas de inspeção de rotina, incluíam um martelo de pedreiro, lanterna, fita métrica e binóculos. Em termos de inspeções principais, estas podem não detetar ou identificar os tipos específicos de defeitos para os quais a inspeção é prescrita e podem não revelar deficiências além das que foram observadas durante uma inspeção de rotina [2].

Claramente, é necessário suplementar as inspeções de pontes com mais técnicas de avaliação não destrutiva, contribuindo assim com mais informações quantitativas de forma a apoiar a classificação da condição das pontes.

## **2.4. Aplicações da Monitorização da Integridade Estrutural**

A prática atual de inspeções visuais associadas aos Sistemas de Gestão de Pontes tem-se mostrado insuficiente na avaliação da condição estrutural das pontes, pois estas inspeções produzem resultados amplamente variáveis. O desafio será então desenvolver melhores metodologias de avaliação, que possam gerar melhores modelos de previsão para apoiar as decisões dos proprietários em relação à avaliação e manutenção da segurança das pontes.

Os desastres mencionados no Subcapítulo 2.2 foram o grande estímulo para uma maior consciencialização em termos de avaliação da condição estrutural. Portanto, essas catástrofes, juntamente com as limitações inerentes às inspeções visuais, foram a motivação para trazer as aplicações de SHM para o mundo real. Nos EUA, após o colapso da ponte I-35W, uma nova ponte foi construída no seu lugar. A nova I-35W Saint Anthony Falls Bridge é um excelente exemplo de um sistema de SHM verdadeiramente integrado, ao combinar diferentes tecnologias de deteção para monitorizar o desempenho da ponte e o seu comportamento durante o processo natural de deterioração. A I-35W reconstruída demonstrou que um alto nível de segurança pode ser alcançado, não só

durante a construção, mas também durante toda a vida útil da ponte. O sistema implementado inclui uma gama de sensores capazes de medir vários parâmetros, para permitir que o comportamento da ponte seja monitorizado: deslocamentos, curvaturas, fluência e retração do betão são medidas por extensómetros; temperatura ambiente e deformações térmicas são medidas por termístores (semicondutores sensíveis à temperatura); e os movimentos das juntas de dilatação são medidos por potenciómetros lineares. Acelerómetros foram colocados no meio do percurso para medir as vibrações induzidas pelo tráfego e, consequentemente, estimar-se as propriedades modais, tais como frequências naturais. Também foram instalados sensores de corrosão para medir a resistividade e a corrosão do aço, bem como sensores de fibra ótica que medem uma vasta gama de parâmetros, tais como campos de extensões ao longo do vão principal, extensões médias, curvaturas médias, extensões dinâmicas, modos de vibração e amortecimento [37]. A Figura 2-21 apresenta alguns dos sensores e sistemas de aquisição de dados instalados na I-35W Bridge. Esta estrutura pode ser considerada uma das primeiras pontes "inteligentes" a serem construídas nos EUA.

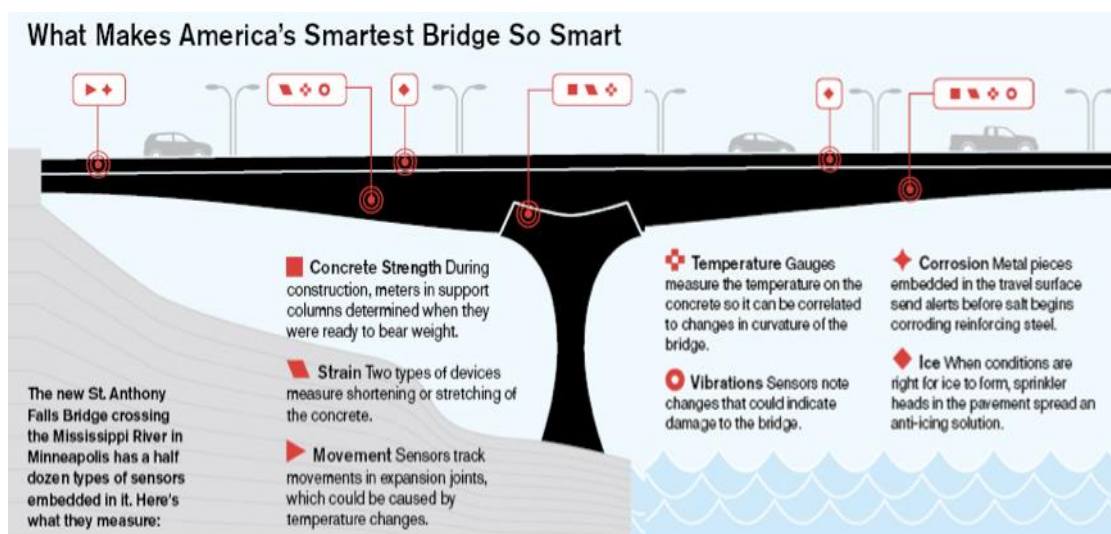


Figura 2-21: Sensores e sistemas de aquisição de dados instalados na ponte I35-W [38]

Na China, vários sistemas de SHM sofisticados têm sido implementados em pontes, edifícios, túneis e linhas de ferro de alta velocidade. Uma das infraestruturas incorporadas com um sistema de SHM é a ponte Nanjing Yangtze III (Figura 2-22), a terceira passagem sobre o rio Yangtze, em Nanjing. Trata-se de uma ponte suspensa com um tramo central de aproximadamente 650 m que atravessa o rio. Esta ponte possui um

sistema de SHM operacional que monitoriza as cargas dos veículos, o vento, a temperatura, a tensão nos cabos de suspensão, a deformação e a vibração do tabuleiro. Este sistema foi posto à prova durante o terramoto de 11 de março de 2011 ao indicar que, após as medições, a deformação do tabuleiro ou a tensão nos cabos não tinha sido muito diferente de um dia normal, o que implicava que a ponte não tinha sofrido danos durante o terramoto.



Figura 2-22: Nanjing Yangtze 3ª [39]

Em Portugal, existem também algumas pontes com sistemas de SHM integrados, como a Ponte Vasco de Gama e a Ponte da Lezíria, entre outras. A Ponte Vasco da Gama (Figura 2-23) foi construída em 1998 e, sendo uma importante infraestrutura no acesso à cidade de Lisboa, foi incorporada com um programa de monitorização composto por sensores elétricos para medição das juntas de dilatação, variações de temperatura, velocidade e direção do vento, deformações e acelerações. O sistema de monitorização recolhe continuamente dados, comparando-os a uma condição de referência que corresponde às medições iniciais feitas após a construção da ponte. Também foram configurados vários níveis de alerta, que correspondem aos diferentes níveis de intervenção que podem ser necessários como, por exemplo, fechar a ponte para o tráfego ou realizar inspeções visuais.



Figura 2-23: Ponte Vasco da Gama [40]

A Ponte da Lezíria, no Carregado, também é um exemplo de uma aplicação de SHM. Este sistema de monitorização, com cerca de 500 sensores, foi o resultado de um desenvolvimento conjunto entre a empresa portuguesa BRISA Autoestradas de Portugal S.A. e a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Os acelerómetros foram instalados em secções críticas da superestrutura e nas fundações em diferentes profundidades, para caracterizar a ação sísmica na estrutura. Este sistema de monitorização também é composto por sensores óticos e elétricos distribuídos ao longo da ponte. Para evitar outro desastre como o da Ponte Hintze Ribeiro, foram incorporados sonares para monitorizar o leito do rio em redor dos dois pilares [2].

## **2.5. Considerações Finais**

Embora trágicos, cada um dos desastres revistos neste capítulo deu a sua contribuição única para o conhecimento geral da construção, inspeção e manutenção de pontes. O colapso da Tacoma Narrows Bridge alertou os engenheiros para os perigos da ressonância; o colapso da Silver Bridge chamou a atenção para a falta de manutenção e para a corrosão dos materiais. Os desastres das pontes de Schoharie Creek e Hintze Ribeiro destacaram os perigos da infraescavação na base dos pilares submersos e, finalmente, as falhas da Ponte Seongsu e da Ponte I-35W sublinharam a importância da atenção a dar à fase de construção (ou reconstrução). A investigação de cada uma dessas falhas, e o conhecimento adquirido com a compreensão das condições em que ocorreram, ajudaram decisivamente os engenheiros a encontrar formas de garantir que falhas similares possam ser prevenidas no futuro.

Além disso, a prática atual de inspeções visuais foi identificada como sendo insuficiente para a avaliação da condição das pontes, o que dá indícios de que os Sistemas de Gestão de Pontes devem ser atualizados com mais informações quantitativas sobre a condição estrutural das estruturas. A opinião do autor é que qualquer proposta de segurança e manutenção das pontes deve basear-se nos resultados da monitorização de longo prazo, bem como nas inspeções visuais juntamente com testes de carácter não destrutivo. Esta abordagem contribuirá para uma avaliação de condição muito mais fiável e, portanto, os engenheiros e os proprietários receberão mais informações quantitativas para apoiar a tomada de decisão.



### 3. MONITORIZAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

#### 3.1. Considerações Iniciais

A monitorização da integridade estrutural é um campo de investigação que se tornou conhecido no final da década de 1980, mais referido na bibliografia internacional sob a designação de *Structural Health Monitoring*. O termo "saúde" (*health*), que é familiar para nós em termos de medicina, é aqui aplicado para a engenharia estrutural, implicando que os princípios aplicados pela medicina em relação ao corpo humano são também aplicados pelos engenheiros nas estruturas. No conceito mais simples, quando uma pessoa está doente ou sente uma dor, o sistema nervoso deteta uma anomalia e transmite essa informação ao cérebro de forma a que a anomalia possa ser identificada. Em consequência, a pessoa pode dirigir-se a um médico para evitar um agravamento da doença e, após passar por uma série de exames detalhados, o médico estabelece um diagnóstico e propõe uma cura. O mesmo princípio pode ser aplicado às infraestruturas. O principal objetivo dos sistemas de SHM é, tal como o sistema nervoso humano, detetar e identificar o melhor possível as anomalias na estrutura. Posteriormente, uma inspeção detalhada (exame) deverá ocorrer para diagnosticar e reparar a anomalia. Uma comparação entre os dois processos é apresentada na Figura 3-1.

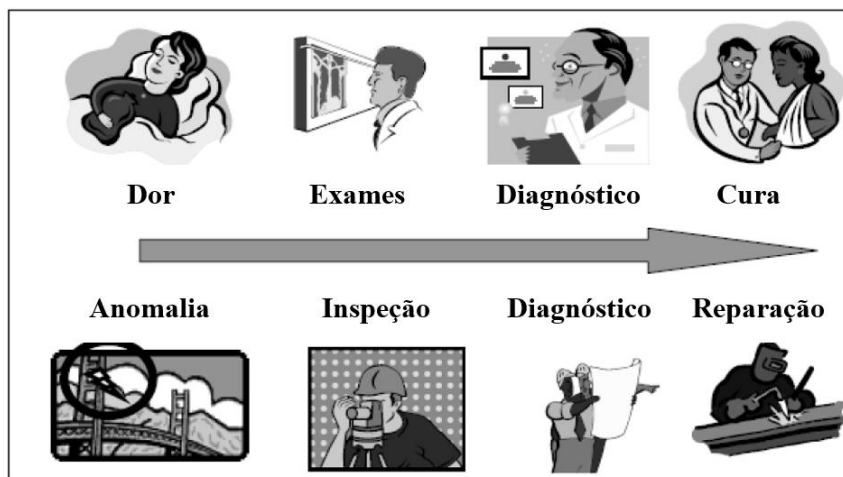


Figura 3-1: Comparação entre o corpo humano e as estruturas de engenharia civil [41]

Este objetivo é alcançado através da observação do sistema estrutural ao longo do tempo e da medição da sua resposta dinâmica através de uma série de sensores, usada para extrair características sensíveis ao dano com vista à criação de modelos estatísticos

capazes de os analisar do ponto de vista estatístico. Ao realizar este processo continuamente, durante a vida útil de uma estrutura, os sistemas de SHM fornecem informações periódicas sobre a capacidade da estrutura em desempenhar a sua função, levando em conta o envelhecimento e a degradação da estrutura e dos seus materiais, como resultado da operacionalidade e condições ambientais. Os sistemas de SHM também têm o potencial de serem úteis após eventos naturais extremos, como terremotos, onde verificações rápidas podem ser realizadas, proporcionando ao utilizador, quase em tempo real, informações quantitativas sobre a integridade da estrutura [42].

Os sistemas de SHM são aplicáveis a todos os tipos de estruturas de Engenharia Civil nomeadamente, pontes, edifícios, túneis, condutas, autoestradas e caminhos de ferro. Embora os detalhes específicos de um sistema de monitorização possam variar substancialmente, de uma forma geral, um sistema de SHM deve incluir tipicamente as cinco componentes seguintes: i) Sensores e sistemas de aquisição de dados; ii) Comunicação da informação; iii) Processamento inteligente, armazenamento e gestão dos dados; iv) Diagnóstico e interpretação da resposta estrutural; v) Acesso à informação relevante para a tomada de decisão. Uma representação esquemática de um sistema típico de monitorização estrutural está ilustrada na Figura 3-2. Claramente, o desenvolvimento de um sistema destes envolve o conhecimento integrado de diversas áreas, tais como estruturas, materiais, eletrónica, processamento de sinal, ciência computacional e telecomunicações.

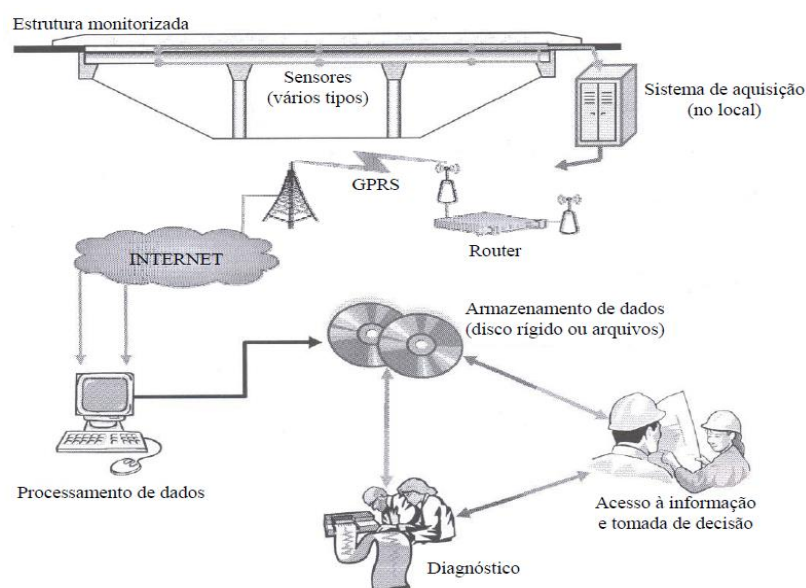


Figura 3-2: Ilustração esquemática de um sistema de SHM [43]



### 3.2. Considerações Económicas e de Segurança

A principal motivação para a implementação de sistemas de SHM é promover a segurança e, em última instância, prevenir falhas catastróficas. No entanto, associados aos benefícios da preservação da segurança destes sistemas, existem também fortes fatores económicos. Os sistemas de SHM são um investimento e, como qualquer investimento, devem comprovar a sua eficácia não só na melhoria da segurança das pontes, mas também na redução do custo geral do ciclo de vida das pontes (conceção, construção, exploração e demolição). Um sistema de SHM bem concebido e integrado pode revelar-se rentável, tanto para as estruturas novas como para as existentes. De entre os benefícios económicos da instalação de um sistema de SHM numa ponte, podemos destacar os seguintes [38]:

- i) Reduzir as incertezas: ao tomar decisões em relação à condição estrutural, os proprietários de pontes devem considerar sempre o pior cenário, pois informações sobre a condição real dos materiais, a quantificação exata das ações ou mesmo o ritmo de envelhecimento da estrutura são fatores desconhecidos; os sistemas de SHM têm o potencial de ajudar a reduzir tais incertezas, permitindo ao proprietário tomar decisões fundamentadas com base em dados quantitativos; os sistemas de monitorização também podem ajudar a diminuir os custos de seguros, através da redução da incerteza associada ao risco segurado;
- ii) Descobrir os danos atempadamente: muitas vezes os danos ou deficiências ocorrem de forma que não podem ser identificados pelas inspeções convencionais; os sistemas de SHM adequados podem fornecer informações em tempo real sobre essas questões, permitindo que se adotem as ações adequadas com antecedência; a deteção precoce de um mau funcionamento estrutural permite uma intervenção rápida com menores custos de manutenção; estruturas bem conservadas têm uma durabilidade maior, o que diminui as perdas económicas diretas (reparo, manutenção, reconstrução) e ajuda a aumentar a segurança da estrutura;
- iii) Descobrir reservas de resistência estrutural: os sistemas de SHM têm o potencial de descobrir reservas estruturais que não foram levadas em consideração durante a fase de projeto, permitindo uma melhor exploração

dos materiais e um aumento nas margens de segurança e vida útil da estrutura, sem necessidade de qualquer intervenção;

- iv) Permitir uma melhor gestão da manutenção da estrutura: o sistema atual de gestão é, em geral, baseado em inspeções realizadas com determinados intervalos de tempo; a tecnologia de SHM pode otimizar esses sistemas, na medida em que a manutenção, reparação ou substituição de elementos estruturais serão executados apenas se necessário, resultando numa diminuição potencial dos custos de manutenção totais;
- v) A monitorização aumenta o conhecimento: aprender como os materiais e as estruturas funcionam em condições reais pode melhorar a forma de projetar futuras estruturas, tornando-as mais baratas e seguras.

Para novas pontes, o investimento inicial de um sistema de SHM pode variar entre 0,5% e 3% do custo total da construção da ponte. Esse custo inclui todo o equipamento, a instalação e a configuração do sistema de monitorização. Além disso, todos os anos, a gestão e manutenção do sistema de monitorização e a análise de dados, geralmente, custa 5% a 20% do custo do sistema de SHM. Como resultado, ao longo dos primeiros dez anos de serviço de uma ponte de tamanho médio, um sistema de SHM poderá exigir um investimento entre 2% e 5% do custo total da construção [37] [38].

Supondo que uma percentagem de pontes recém-construídas possuem algum tipo de defeito de construção e que a reparação e os custos indiretos associados aumentam consideravelmente ao longo da vida útil da ponte, pode ser benéfico ter um sistema de SHM que detete estes erros, o mais cedo possível, quando são mais fáceis e mais baratos de corrigir ou, preferencialmente, quando a ponte ainda está dentro do período de garantia de, por exemplo, cinco anos.

As pontes antigas são muitas vezes classificadas como estruturalmente deficientes e são reparadas ou substituídas sem uma avaliação profunda e quantitativa da sua condição real e capacidade de carga. Embora seja um procedimento aceitável do ponto de vista da segurança, pode ser ineficiente de uma perspetiva económica. Os sistemas de SHM podem trazer algum equilíbrio a esta equação, favorecendo tanto a segurança como o ponto de vista económico. Supondo que um sistema de SHM esteja instalado em qualquer ponte que esteja programada para ser substituída, o custo do sistema de SHM mais a análise de dados normalmente custaria 3% do custo de reconstrução, com o

potencial de se conseguir indicar, em tempo real, se a ponte precisa de ser substituída, se pode ser simplesmente reparada ou se pode funcionar continuamente sem qualquer tipo de reparação. Supondo que nem todas as pontes precisam ser substituídas ou reparadas e que os custos das pontes que só precisam ser reparadas são muito menores do que o custo da substituição, economicamente falando, o resultado final sempre irá favorecer a instalação de um sistema de SHM [38].

É importante notar que os sistemas de SHM são mecanismos de aviso de anomalias, aumentando assim a segurança. No entanto, estes sistemas, por si só e à luz da tecnologia atual, ainda não podem garantir uma diminuição do nível de manutenção ou mesmo um aumento dos períodos entre operações de manutenção. No entanto, se adequadamente projetados, eles podem reduzir a quantidade de inspeções desnecessárias e garantir que a degradação seja rastreada, fornecendo ao proprietário estimativas consistentes e atualizadas da deterioração (quantidade e localização), capacidade de carga e vida útil restante.

### 3.3. Paradigma de Reconhecimento Estatístico de Padrões

Neste trabalho, o processo de SHM é dividido em quatro fases, tal como ilustrado na Figura 3-3. Este processo inclui: (i) Avaliação Operacional; (ii) Aquisição de Dados; (iii) Extração de Características; (iv) Modelação Estatística para Classificação de Características [37].



Figura 3-3: Paradigma de reconhecimento estatístico de padrões para identificação de dano

### 3.3.1. Fase da avaliação operacional

A avaliação operacional tenta configurar uma visão global prévia de todo o processo de SHM. De uma forma geral, esta fase tenta responder a quatro questões relativas à implementação de um sistema de SHM:

- i) Quais são as questões de segurança e/ou económicas para implementar um sistema de SHM?
- ii) Como se define o que é dano para o sistema que está a ser monitorizado e quais são os danos mais críticos?
- iii) Quais são as condições operacionais e ambientais em que o sistema a ser monitorizado irá funcionar?
- iv) Quais são as limitações na recolha de dados em ambiente operacional?

#### 3.3.1.1. Viabilidade económica de implementação de um sistema de SHM

As questões económicas e de segurança são as principais motivações por detrás da implementação e desenvolvimento da tecnologia de SHM. Hoje em dia, todas as indústrias querem detetar danos nos seus produtos ou nas suas infraestruturas o mais precocemente possível. Para que tal aconteça, é necessário que essas indústrias implementem alguma forma de SHM; no entanto, a viabilidade económica da sua implementação deve ser levada em consideração. Por exemplo, ao considerar a implementação da tecnologia de SHM numa ponte, algumas questões precisam de ser levantadas, tais como: são os custos diretos da realização de inspeções preventivas, além dos custos indiretos associados ao encerramento temporário do tráfego, motivos suficientes para preferir a implementação de um sistema de SHM? É possível realizar uma inspeção minuciosa, quando alguns elementos são inacessíveis, sem desmontar algumas secções ou componentes da ponte? Na maioria dos casos, a longo prazo, a tecnologia de SHM oferece uma abordagem mais económica, bem como uma maior segurança para os utentes [44].

Atualmente, muitas infraestruturas estão a aproximar-se, ou já excedem, a sua vida útil inicial. No entanto, devido a problemas económicos, essas infraestruturas ainda estão a ser usadas independentemente do seu envelhecimento. A Federal Highway Administration estima que cerca de 35% das pontes atualmente em serviço nos EUA

encontram-se num estado estruturalmente deficiente. Além disso, o custo de reparação dessas estruturas pode atingir um bilhão de dólares. Esse custo poderia ser drasticamente reduzido, caso tivessem sido implementados sistemas de SHM adequados [37].

É importante fazer notar que, os benefícios económicos e de segurança trazidos pela tecnologia de SHM só serão efetivos se o sistema de monitorização der um alerta com antecedência suficiente para que ações possam ser tomadas antes que o dano evolua para níveis irreversíveis ou mesmo para o colapso da estrutura.

#### *3.3.1.2. Definição de dano*

Há muitas maneiras pelas quais o dano pode ser definido. A mais comum entre os investigadores na área de SHM consiste na definição de dano como mudanças nas propriedades materiais e/ou geométricas de um sistema, incluindo alterações nas condições fronteira e nas ligações do sistema. A existência de dano não implica a perda total da funcionalidade do sistema, mas sim que o desempenho atual ou futuro do sistema foi comprometido e não está a funcionar de forma ótima. Normalmente, o dano atinge progressivamente proporções maiores até chegar a um ponto vulgarmente conhecido como falha. Neste ponto, o dano é tão grave que afeta a operação do sistema, deixando de ser aceitável a sua utilização. Note-se que nesta definição, o colapso é o extremo da situação de falha. O dano pode ser induzido num sistema de várias formas, nomeadamente: através da acumulação durante longos períodos de tempo, como por exemplo, dano por fadiga ou por corrosão; pode ser o resultado de eventos programados, por ex. vibrações causadas pela passagem do metropolitano; ou mesmo eventos não programados, tais como impactos de veículos ou ocorrência de terremotos. Implícito na definição de dano está o conceito de que “dano” não tem sentido se não existir uma comparação entre dois estados diferentes de um sistema. Portanto, é essencial termos informação sobre o estado inicial do sistema para que a existência de dano possa ser verificada [44].

#### *3.3.1.3. Restrições provocadas por condições ambientais e operacionais*

Os efeitos ambientais e operacionais também influenciam a resposta dinâmica medida de uma estrutura. Essas variações, por vezes, podem ocultar pequenas mudanças nas frequências de vibração de uma estrutura que são, na realidade, provocadas por danos.

Uma vez que a detecção de dano se baseia na premissa de que o dano provoca alterações nas frequências próprias de vibração medidas, é essencial considerar os efeitos da mudança das condições ambientais e operacionais. As condições operacionais incluem o peso e velocidade de veículos e as pessoas, enquanto as condições ambientais incluem temperatura, vento, humidade, precipitação, neve, etc [3].

Os efeitos da variabilidade da temperatura, como a expansão térmica, não só podem produzir mudanças nos materiais e na rigidez global, mas também podem alterar as condições de fronteira de um sistema (juntas de dilatação, encontros, ligações da estrutura ao exterior). Se a estrutura for incapaz de expandir ou contrair, as tensões que daí resultam podem produzir alterações semelhantes, ou mesmo maiores, nas frequências naturais do que o próprio dano [3].

As variações operacionais também podem causar mudanças severas no comportamento dinâmico das pontes. Ao estudar os efeitos produzidos pela massa dos veículos nas frequências de vibração, Kim et al. [45] concluiu que, “...embora para pontes com vãos de extensão média a longa as mudanças sejam pouco notáveis, para pontes com vãos pequenos, cuja massa é comparativamente pequena quando comparada à massa do tráfego, as mudanças tornam-se bastante visíveis.”

Conclui-se então que, a implantação de sistemas de SHM deve ser acompanhada por técnicas de tratamento de dados robustas, de forma a filtrar da resposta estrutural os efeitos das condições ambientais e operacionais.

#### *3.3.1.4. Gestão dos dados recolhidos*

A implantação de um sistema de SHM deve ter em conta algumas considerações quanto à gestão de dados. Os sistemas de aquisição, sensores e os sistemas de armazenamento de dados precisam de ser protegidos da influência das condições ambientais e da interferência humana. Este último geralmente é ignorado ao implementar um sistema de SHM, mesmo que os furtos dos equipamentos instalados sejam um fator importante que deve ser levado em consideração. Dependendo das condições ambientais que o sistema enfrenta, os dispositivos de aquisição de dados, os sensores e a unidade de armazenamento podem precisar ser protegidos na tentativa de atrasar a sua eventual deterioração e posterior substituição. Há também a possibilidade de ocorrerem falhas de energia, pelo que fonte alternativa de energia deve ser instalada e todo o sistema deve ser

programado para reiniciar automaticamente. O dispositivo de aquisição de dados e a unidade de armazenamento também precisam ter memória RAM suficiente e espaço na unidade de disco rígido para acumular os dados recolhidos.

### 3.3.2. Fase da aquisição de dados

A fase de aquisição de dados pode ser composta por três etapas: (i) aquisição de dados, (ii) normalização de dados e (iii) limpeza de dados (*data cleansing*). A etapa de aquisição de dados refere-se a todas as decisões e desafios relacionados com a leitura recolha dos dados, especialmente ao sistema de aquisição e à tecnologia dos sensores. Um conceito importante, em relação à tecnologia de sensores, é que esses sistemas não medem dano; os sensores medem a resposta de um sistema à variabilidade ambiental e operacional. Dependendo do tipo de dano a ser identificado e do tipo de tecnologia dos sensores instalada, as leituras podem ser mais ou menos sensíveis à presença do dano [37].

#### 3.3.2.1. Aquisição de dados

A fase de aquisição de dados envolve a seleção dos métodos de excitação (ex. tráfego, ruído ambiental), os tipos e a quantidade de sensores usados, os locais dos sensores, a seleção do sistema de aquisição, o equipamento de armazenamento e transmissão e também o intervalo de tempo no qual os dados são obtidos. Essas decisões são fortemente influenciadas por fatores económicos, uma vez que o tipo e o número de dispositivos utilizados, bem como a frequência de aquisição das medições, estão diretamente relacionados com o custo total do sistema de SHM.

Nos últimos anos, a monitorização sem fios (*wireless*), em oposição à monitorização com fios, surgiu como uma tecnologia promissora que pode afetar profundamente o campo de SHM. Os sistemas de monitorização com fios, como o nome sugere, são sistemas com pontos de instrumentação conectados por cabos ao sistema de aquisição central (Figura 3-4). Os sensores são distribuídos em locais chave ao longo da estrutura, transmitindo sinais analógicos para o sistema de aquisição, onde os dados são posteriormente processados e digitalizados. Os dados obtidos podem ser analisados localmente (caso os sistemas sensores tenham capacidade para o fazer) ou podem ser transferidos para um centro de controlo onde analistas e/ou computadores fazem um

diagnóstico estrutural. O comprimento dos cabos que conectam os sensores à unidade de armazenamento central pode atingir até 300 metros. No entanto, quanto mais longo o caminho percorrido pelo sinal, maiores são as chances de degradação do sinal devido a diversos tipos de ruídos que afetam a sua transmissão. Depois de alcançar o sistema de aquisição central, os sinais analógicos passam por um conversor analógico-digital de forma a discretizar os dados recebidos, de modo a que parâmetros relevantes (ex. frequências modais e deslocamentos) possam ser derivadas dos dados digitais em bruto.

Uma grande desvantagem deste sistema é o fator económico, uma vez que o preço unitário e a instalação dos cabos de transmissão de dados podem ser bastante caros. Nas estruturas existentes, os cabos são muito difíceis de instalar devido às paredes e pisos das pontes serem bastante espessos, consequentemente os sistemas de sensores só podem ser instalados em número limitado de locais numa estrutura. O custo da instalação pode aumentar até 25% o custo total do sistema de monitorização e a instalação em si pode absorver 75% do tempo da fase de teste em estruturas de grandes dimensões [46]. Outro problema deste sistema de monitorização está relacionado com questões de manutenção. As mudanças constantes na temperatura e humidade, bem como a exposição às condições climáticas, podem deteriorar rapidamente os cabos e os sensores, o que pode comprometer a viabilidade económica do sistema de monitorização.

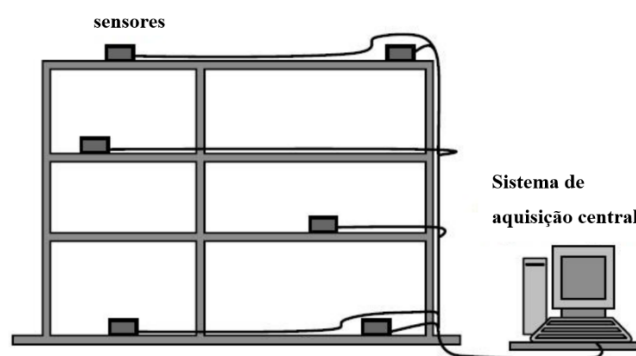


Figura 3-4: Representação esquemática de um sistema de aquisição central por cabos [12]

A monitorização sem fios surgiu para ultrapassar os problemas de cablagem dos sistemas convencionais de monitorização com fios. O uso de uma transmissão *wireless* elimina vários problemas, tais como, cablagem muito extensa, deterioração do sinal em longas distâncias e danos à instrumentação ou equipamentos de computação como resultado do ambiente envolvente.



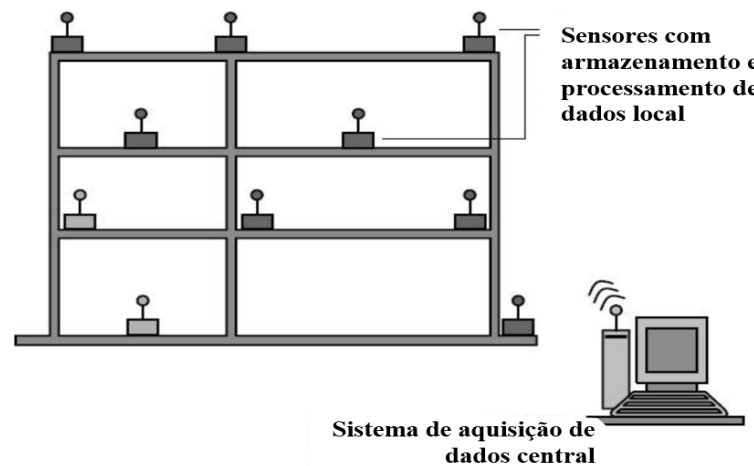


Figura 3-5: Representação esquemática de um sistema de aquisição central *wireless* [12]

Ao superar alguns dos problemas relacionados com a monitorização por cabos, uma rede de maior densidade pode ser estabelecida. Cada unidade de deteção *wireless* pode ser composta por um microcontrolador, um transmissor *wireless*, circuitos de aquisição de dados, excitadores e sensores, permitindo que cada unidade adquira e processe os dados individualmente ou os comunique com a unidade de processamento central [12, 46]. Ao fazer isso, a aquisição de dados e uma parte do processamento de dados podem ser feitas pelos sensores, estabelecendo uma distinção clara entre esse sistema e a configuração tradicional.

As redes *wireless* também permitem que a rede de sensores funcione por várias “camadas”, ou seja, vários nós de sensores podem realizar diagnóstico de danos usando sensores individuais e, posteriormente, combinam as informações extraídas com as informações fornecidas pelos múltiplos sensores em cada nó. Esta informação é então combinada com a informação de outros nós de sensores. Depois de todos os dados serem recolhidos e combinados, é feito um diagnóstico e os resultados são integrados a um nível global [12].

A escolha dos instrumentos de medição, do equipamento de aquisição, das secções da estrutura a instrumentar e a localização dos sensores em cada secção são geralmente opções de grande importância e que têm de ser estabelecidas numa primeira fase dos trabalhos, aquando da definição do sistema de monitorização.

Estes sistemas de medição assentam frequentemente na utilização de sensores elétricos (acelerómetros, extensómetros de resistência, LVDT, extensómetros de corda vibrante, termopares, sensores de temperatura, inclinómetros, etc.) correntemente utilizados na medição direta de grandezas como aceleração, extensão ou deformação,

deslocamento, inclinação, temperatura, e outros parâmetros considerados relevantes para a estrutura em análise.

### 3.3.2.2. Normalização de dados

A normalização dos dados medidos em condições variáveis é vital para o processo da correta identificação de dano. Por exemplo, as medições tiradas da monitorização da ponte Alamosa Canyon, no estado do Novo México, EUA, mostraram que a frequência fundamental da ponte teve uma variação de 5% durante um período de teste de 24 horas. Essa variação foi provocada por um gradiente de temperatura entre os lados leste e oeste do tabuleiro da ponte durante o dia [46]. Se essa variabilidade não for removida dos dados, ela poderá ser interpretada como um falso-positivo, ou seja, indicação de dano quando na realidade não existe.

Podemos então afirmar que a normalização de dados é o procedimento que consiste na separação ou remoção sistemática dos efeitos das variações operacionais e ambientais nas leituras dos sensores; desta forma é possível isolar as mudanças nas leituras provocadas por danos reais. Um dos procedimentos mais frequentes é o de normalizar as respostas de saída (outputs) através das respostas de entrada (inputs). Quando existem muitas variações nas condições ambientais e operacionais, uma prática comum é normalizar os dados de forma temporal, a fim de facilitar a comparação entre os dados medidos em momentos semelhantes de um ciclo ambiental ou operacional. A Figura 3-6 e a Figura 3-7 ilustram duas situações em que as medições de parâmetros operacionais ou ambientais precisam, ou não, de ser incluídas no procedimento de normalização. Na Figura 3-6, a existência de dano provoca mudanças na distribuição das frequências ( $f_1$  e  $f_2$ ) que são semelhantes às introduzidas por uma variabilidade ambiental (ex. a temperatura), o que indica que os parâmetros operacionais e/ou ambientais precisam de ser medidos para que possam ser incorporados no processo de normalização. Por outro lado, na Figura 3-7, o dano introduz mudanças na distribuição das frequências diferentes das causadas por efeitos operacionais e ambientais. Neste caso, não há necessidade de incorporar um parâmetro ambiental no processo de normalização.

A fase de normalização de dados torna-se particularmente importante em estratégias de SHM que dependem de medições de respostas de vibração, fortemente afetadas por condições ambientais e operacionais, tais como a temperatura, o vento ou o

tráfego, tornando-se assim necessário o uso de métodos robustos de normalização de dados de forma a não lesar a confiança do utilizador.

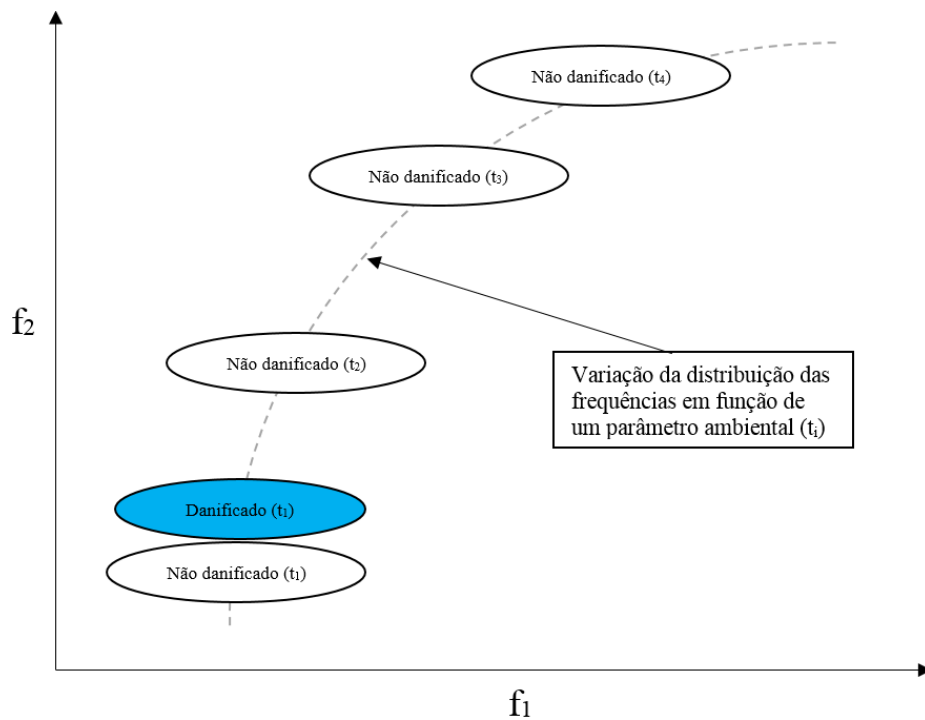


Figura 3-6: O dano introduz mudanças semelhantes à variabilidade ambiental [47]

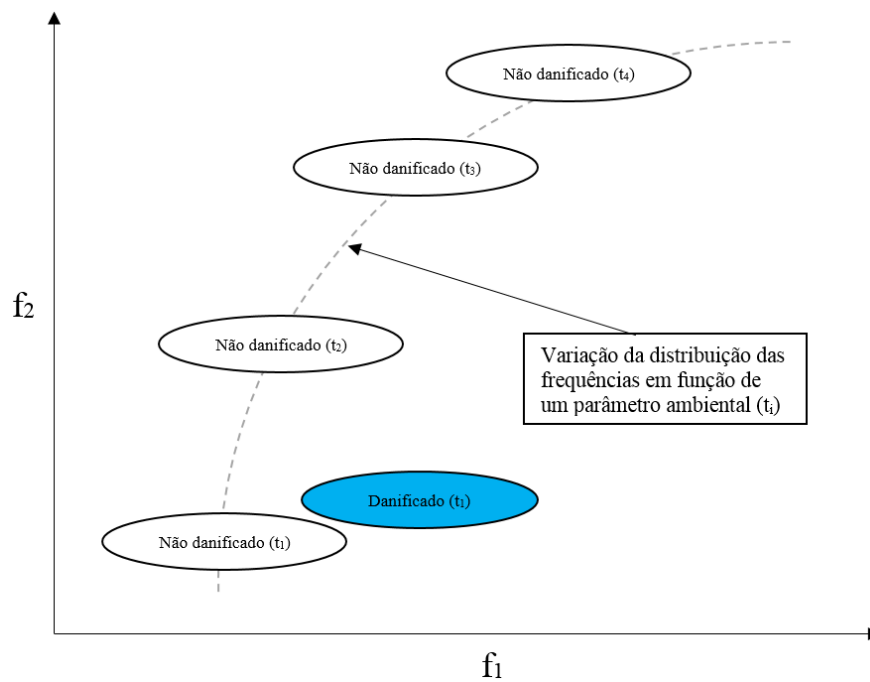


Figura 3-7: O dano introduz mudanças diferentes da variabilidade ambiental [47]

### 3.3.2.3. *Limpeza dos dados*

A limpeza de dados é o processo de detecção e remoção dos dados corrompidos nas leituras em bruto. Este passo geralmente é feito usando o conhecimento e experiência dos utilizadores envolvidos diretamente no processo de aquisição de dados. Por exemplo, numa fase de teste, uma inspeção dos dados recolhidos pode revelar que um sensor estava solto. Como resultado, os dados desse sensor podem ser excluídos seletivamente do processo de seleção de características, dependendo do julgamento das pessoas que realizam a medição [42, 44].

### 3.3.3. Fase da extração de características

O processo de extração de características sensíveis a dano pode ser definido como a identificação de certos parâmetros da resposta estrutural que permitem distinguir entre a condição estrutural danificada e não danificada. Na maioria dos casos, os procedimentos de extração de características incluem uma forma de compressão (ou condensação) e fusão de dados. A condensação de dados é necessária e benéfica, especialmente na monitorização de longo prazo, onde grandes quantidades de dados têm que ser comparados e analisados.

Uma característica sensível ao dano é alguma grandeza extraída dos dados de resposta medidos do sistema que estão correlacionados com a presença de dano numa estrutura. Idealmente, uma característica sensível ao dano mudará de forma consistente com o aumento do nível de dano. Existem vários métodos que podem ser usados para identificar características para detecção de danos. Um método relevante, para fazer a seleção de características, é usar a experiência adquirida pelo operador, especialmente se este já tiver observado acontecimentos que provocaram dano em determinada estrutura ou em estruturas semelhantes. Outro meio de identificar características é o emprego de ferramentas de análise estrutural, como por exemplo o desenvolvimento de programas de cálculo automático para identificação dos parâmetros mais apropriados para diferentes tipos de danos.

#### ▪ **Propriedades modais**

Na monitorização de pontes, a análise dinâmica é uma vertente da análise estrutural que estuda o comportamento das estruturas sob ações dinâmicas, como tráfego,

peçoas, vento e sismos. Por exemplo, através dos registos de séries temporais de deslocamentos e acelerações podemos levar a cabo uma análise modal [44].

Análise modal é um processo utilizado para determinar certas propriedades dinâmicas de um sistema, tais como os modos naturais de vibração e as respetivas frequências e coeficientes de amortecimento, e que nos permitem inferir acerca de propriedades mecânicas e físicas como a rigidez e a massa. Assim, a observação continua destas características permite-nos inferir sobre a degradação estrutural fundamental.

Os métodos de deteção de dano baseados em respostas dinâmicas são bastante usados entre os investigadores das estratégias de SHM. Esta técnica usa as mudanças nas características dinâmicas de uma estrutura como indicadores da existência de dano. Para medir essas características, podem ser utilizadas várias fontes de excitação, incluindo a excitação ambiente, a excitação forçada através de atuadores ou martelos de impulsos ou mesmo excitação por impacto através da queda de um peso. Alguns desses métodos podem ser bastante originais, por exemplo, para excitar verticalmente a ponte Vasco da Gama, em Lisboa, foi usada uma libertação repentina de um barco suspenso preso ao tabuleiro da ponte, tal como ilustrado na Figura 3-8 [48].



Figura 3-8: Ensaio de vibração livre na ponte Vasco da Gama [49]

Nos últimos anos, mais atenção tem sido dada à excitação ambiental, ou seja, à resposta estrutural das pontes às forças exercidas pelas excitações ambientais, como o tráfego, o vento ou a corrente dos rios, entre outros. O uso destas fontes de excitação tem

como maior benefício o facto de requerer meios mecânicos ativos para excitar a estrutura e pelo facto de estar, de alguma forma, sempre presente durante vida útil das pontes.

Utilizando as propriedades modais podemos também formular e calibrar um modelo numérico de elementos finitos para simular o comportamento dinâmico de uma estrutura. Esta análise é relativamente simples quando efetuada em estruturas básicas, mas pode ser extremamente complicada quando realizada em estruturas complexas e expostas a várias ações aleatórias. Cada modo é definido pelas propriedades do sistema, como a massa, a rigidez e as condições de fronteira. Quando as condições de fronteira ou as propriedades mecânicas e físicas de uma estrutura são alteradas, os seus modos de vibração também sofrerão alterações. Por exemplo, se uma massa for adicionada ou removida de uma estrutura, esta terá uma resposta em vibração diferente.

Devido à sua natureza e à forma como reagem às mudanças sofridas pela estrutura, as frequências naturais e modos de vibração, que representam a configuração da estrutura quando esta vibra com determinada frequência, são comumente usadas como características para deteção de danos em pontes.

### **3.3.4. Modelação estatística para a fase de classificação de características**

A modelação estatística para a classificação de características é a fase em que se tentam implementar algoritmos para analisar a distribuição das observações extraídas e determinar se a estrutura está danificada. Os algoritmos utilizados no desenvolvimento de modelos estatísticos normalmente dividem-se em três categorias: (i) classificação de grupo, (ii) análise de regressão e (iii) deteção de *outliers* (ou observações atípicas). O algoritmo apropriado para usar dependerá da capacidade de realizar a aprendizagem supervisionada ou não supervisionada. Os algoritmos de (i) e (ii) são algoritmos de aprendizagem supervisionada, enquanto a deteção de *outliers* é um algoritmo de aprendizagem não supervisionada. Aprendizagem supervisionada é a classificação dada a algoritmos que são aplicados quando existem dados da estrutura nas condições não danificada e danificada. Por outro lado, a aprendizagem não supervisionada refere-se a algoritmos que são aplicados quando existem apenas dados da estrutura não danificada [37, 44].

Nesta dissertação, o algoritmo usado para deteção de dano insere-se na categoria de deteção de *outliers*, com formulação descrita no subcapítulo 4.2. Pode-se definir um

*outlier* como uma observação que se desvia consideravelmente de outras observações, a ponto de gerar suspeitas de que foi gerada por uma condição diferente. A detecção de *outliers* é a base do reconhecimento estatístico de padrões mais comuns aplicados ao processo de SHM. Esta categoria tem sido, preferencialmente, usada na área da engenharia civil devido à dimensão e elevado custo das suas estruturas, ou seja, não é viável introduzir danos na estrutura, a fim de recolher dados referentes à condição danificada [50].

A identificação de dano num sistema pode ser representada por uma estrutura hierárquica (Figura 3-9) que tenta responder às seguintes questões [37]:

- i) Há danos no sistema? (Detecção)
- ii) Onde está o dano no sistema? (Localização)
- iii) Que tipo de dano está presente? (Tipo)
- iv) Quão grave é o dano? (Severidade)
- v) Qual a vida útil restante? (Prognóstico)

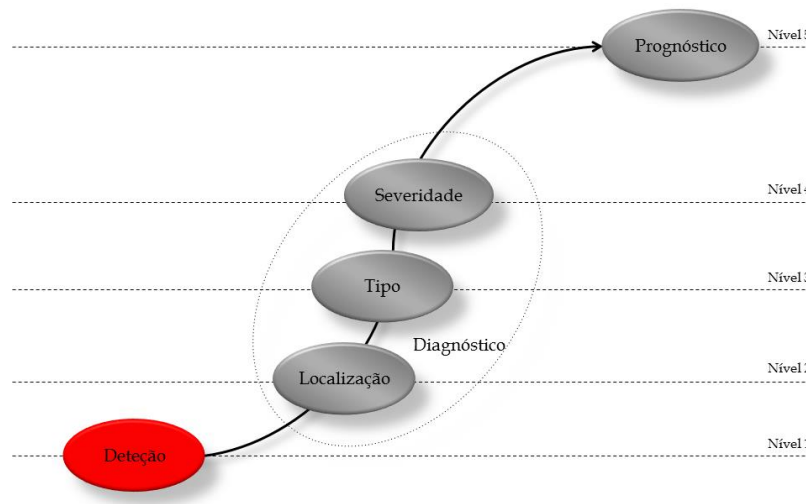


Figura 3-9: Hierarquia para identificação de dano [11]

As respostas a estas questões só podem ser dadas na mesma ordem específica que as questões são apresentadas; por exemplo, a questão sobre a localização do dano só pode ser respondida após ser detetada a sua existência. Os modelos estatísticos são usados para responder a essas questões de forma definitiva e quantificável e, ao fazê-lo, transmitir

conhecimento sobre o estado de dano em que a estrutura se encontra. Quando aplicado num modo de aprendizagem não supervisionado, os modelos estatísticos geralmente são usados para responder às duas primeiras questões: a existência e localização do dano. Para identificar o tipo de dano, geralmente dados de estruturas com tipos específicos de dano são necessários para que uma correlação com os dados obtidos possa ser realizada. Quando aplicados num modo de aprendizagem supervisionada, juntamente com modelos analíticos, os procedimentos estatísticos podem ser utilizados para determinar os três últimos níveis na hierarquia para identificação de dano (tipo, extensão do dano e a vida útil restante da estrutura) [37, 44].

Numa abordagem não supervisionada, a identificação de dano de primeiro nível (deteção), os erros de classificação são quantificados recorrendo ao conceito de falsas indicações de dano na forma de duas categorias de erros:

- Erro Tipo I - falso positivo (indicação de dano quando na realidade não existe), e
- Erro Tipo II - falso negativo (não indicação de dano quando o dano realmente existe).

Embora a segunda categoria seja, à primeira vista, a mais negativa no processo de deteção de dano, uma vez que questões de segurança estão em jogo, as leituras “falso positivo” também corroem a confiança no processo de deteção, pois causam tempo de inatividade desnecessário e consequente perda de receitas.

### **3.4. Considerações Finais, Problemas e Limitações de SHM Atual**

O processo de SHM tem capacidade para melhorar os sistemas atuais de gestão de pontes. O seu potencial para trazer benefícios económicos e de segurança é uma forte motivação para melhorias permanentes dos sistemas de SHM. O objetivo principal e diferenciador de SHM é identificar dano na estrutura no seu estágio inicial e antes que o mesmo seja perceptível aos inspetores de pontes. Para que isso seja alcançado, algum tipo de reconhecimento de padrões deve ser implementado. Portanto, neste trabalho o processo de SHM é abordado no contexto do paradigma de reconhecimento estatístico de padrões, dividido em quatro fases: (1) Avaliação Operacional, (2) Aquisição de Dados, (3) Extração de Características, e (4) Modelação Estatística para Classificação de Características. A Avaliação Operacional tenta dar uma visão global de todo o processo,



estabelecendo os benefícios da implementação de um sistema de SHM, definindo o dano que deve ser detetado e estabelecendo limitações sobre o que será monitorizado e como a monitorização será realizada. A Aquisição de Dados define o tipo de equipamento de deteção que será usado e quais os dados que serão selecionados para o processo de extração de características. Além disso, algum tipo de normalização e limpeza de dados pode ser realizada para aprimoramento das características. A Extração de Características é o processo de identificação das características sensíveis a dano e a execução da condensação de dados ou informações. Finalmente, a Modelação Estatística para Classificação de Características tenta desenvolver modelos estatísticos para discriminar as características sensíveis ao dano em, por exemplo, condições danificadas e não danificadas. Entre todas as fases do paradigma, a Aquisição de Dados é a que tem mostrado um maior desenvolvimento nos últimos anos. Novos materiais “inteligentes” e novos sensores (como os sensores de fibra ótica) têm grande potencial para o campo de SHM. A evolução das tecnologias de transmissão de dados, como a comunicação sem fios, foi também um passo gigantesco para a produção de melhores redes de monitorização. Como a maioria das estruturas de engenharia civil são geralmente de grandes dimensões, as redes com fio comuns tornam-se muito caras e difíceis de implementar. Por outro lado, num mundo atual de “Big Data”, para que o paradigma de reconhecimento de padrões funcione, é imprescindível o desenvolvimento de algoritmos de aprendizagem mais robustos.

O processo de SHM baseia-se no princípio geral de que a presença de dano irá alterar consideravelmente as propriedades mecânicas e físicas de uma estrutura (rigidez, massa e mecanismos de dissipação de energia), o que por sua vez, alterará a resposta dinâmica medida pelo sistema de monitorização [44]. Embora esse princípio pareça ser bastante intuitivo, a realidade é que sua aplicação não é linear. Um primeiro desafio reside no facto de que o dano geralmente é um fenómeno local e a sua presença pode não influenciar significativamente a resposta dinâmica da estrutura de forma que possa ser perceptível ao sistema de deteção. Um segundo desafio reside em conseguir diferenciar mudanças na resposta estrutural provocada por dano real, de mudanças causadas por condições operacionais e ambientais. Por exemplo, as mudanças nas frequências naturais de uma ponte são mais prováveis de serem o resultado de variações da temperatura do que serem efeitos de danos reais. Portanto, é fundamental remover a influência das variações operacionais e ambientais das respostas estruturais. Conforme mencionado no

Subcapítulo 3.3.1.3, essas variações podem provocar alterações significativas na dinâmica de uma estrutura, o que por sua vez, pode mascarar mudanças causadas por danos reais, como fissuração no betão, deterioração dos materiais devido ao envelhecimento ou mesmo a cedência de elementos de aço. No entanto, na monitorização de longo prazo, essas variações afetam não apenas a estrutura, mas também o sistema de monitorização, aumentando a possibilidade de danificação dos sensores ou mesmo de distúrbios nos próprios registos. Quando os sensores estão colocados em superfícies expostas, estes podem estar sujeitos a temperaturas extremas, elevadas variações de temperatura (tanto diárias como sazonais), humidade, chuva, radiações UV e até mesmo imersão (devido a inundações instantâneas que podem provocar a submersão da ponte). Portanto, pode ser necessário monitorizar os próprios sensores. Isso pode ser conseguido através do desenvolvimento de sensores com um sistema de auto-validação apropriado; ou pela programação dos sensores para comunicarem entre si e relatarem a sua condição. As redes de sensores também devem ser *"fail-safe"*, o que significa que se um sensor estiver prestes a falhar, o sistema deve ser capaz de se adaptar à nova rede. Todos esses aspetos devem ser cuidadosamente considerados para garantir a credibilidade a longo prazo dos dados obtidos. Além disso, na estratégia de SHM baseada no princípio do reconhecimento de padrões, com a imposição temporal finita do processo de aprendizagem, é difícil conseguir treinar os algoritmos com dados de todas as variações operacionais e ambientais. Assim, é importante identificar todas as condições de estado operacional e ambiental, de modo que não sejam feitas premissas erradas sobre a existência de dano.

Existem também outros desafios não-técnicos que devem ser abordados antes que a tecnologia de SHM possa fazer a transição entre um tema de investigação da engenharia para a aplicação efetiva no mundo real. O setor da construção é bastante conservador e a tecnologia de SHM precisa convencer os proprietários de que é economicamente mais vantajosa do que as abordagens de manutenção tradicionais (como descrito no subcapítulo 2.3.3), e que esta tecnologia oferece um benefício significativo para o aumento da segurança dos utilizadores das pontes.

Infelizmente, o maior desafio é que sem um planeamento rigoroso e estratégico, a maioria dos sistemas de SHM acabam por ser apenas um processo elaborado de recolha de dados, em vez de fornecerem meios para uma eficiente gestão e interpretação desses dados. É vital que o sistema forneça os meios não apenas para registar e exibir leituras

dos sensores, mas também para analisar essas leituras, para que seja possível fazer uma avaliação dos aspetos críticos da condição estrutural e da vida útil das pontes. É vital transformar dados em informação.



## 4. UMA PLATAFORMA INTEGRADA PARA DETECÇÃO DE DANO EM PONTES

### 4.1. Considerações Iniciais

Este capítulo apresenta uma nova plataforma integrada para detecção de dano, onde os dados da monitorização estrutural e de modelos numéricos de elementos finitos, juntamente com algoritmos de aprendizagem, são integrados numa única metodologia para detecção de dano. Contudo, primeiro destacam-se os papéis dos algoritmos de aprendizagem e da modelação de elementos finitos. Em segundo lugar, descreve-se como integrar estas distintas aproximações, sob a forma de uma nova abordagem para detecção de dano no contexto de SHM.

### 4.2. A Abordagem Tradicional: Algoritmos de Aprendizagem e Dados da Monitorização

A Figura 4-1 mostra a abordagem tradicional de detecção de dano a longo prazo, onde algoritmos de aprendizagem previamente treinados analisam, continuamente, dados da monitorização estrutural com a finalidade de detetarem dano.

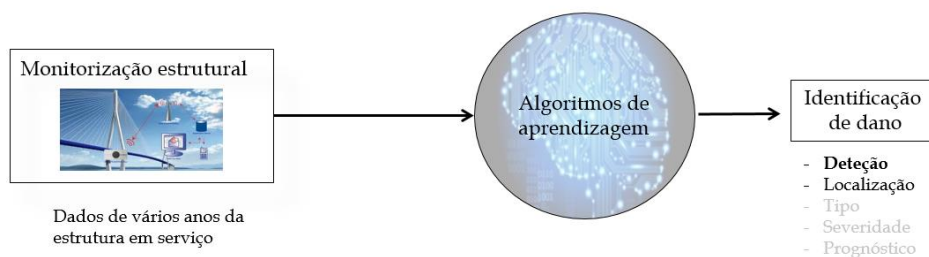


Figura 4-1: Abordagem baseada na análise de dados da monitorização por algoritmos de aprendizagem para detecção de dano [11]

Neste trabalho, o algoritmo de aprendizagem usado é baseado no modelo de mistura Gaussiana (MMG). O MMG é usado para estimar os grupos principais que correspondem às condições do estado de referência de uma estrutura e a subsequente detecção de dano é feita com base na formação de *outliers* em relação aos grupos principais identificados.

### 4.2.1. Detecção de *outliers* baseada na distância quadrada de Mahalanobis

A distância de Mahalanobis, proposta por Mahalanobis em 1936, é uma métrica usada, neste trabalho, para determinar as semelhanças entre conjuntos de amostras. Este procedimento é vulgarmente usado na análise de grupos e técnicas de classificação. Este diverge da distância Euclidiana tradicional porque leva em consideração a correlação entre as variáveis e é invariante em escala (não depende da escala das observações). Considerando um conjunto de dados multidimensionais com um vetor de média  $\boldsymbol{\mu}$  e uma matriz de covariância,  $\boldsymbol{\Sigma}$ , a distância de Mahalanobis entre esse conjunto de dados e um novo  $\mathbf{x}$  é definida como

$$D = \sqrt{(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu})^T \boldsymbol{\Sigma}^{-1} (\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu})} \quad (4.1)$$

Alguns autores [51] usam a distância quadrada de Mahalanobis (DQM) como uma medida de distância para a detecção de *outliers*, também designados por observações atípicas. Considerando uma matriz de treino  $\mathbf{X} \in \mathbb{R}^{n \times m}$ , onde  $n$  é o número de observações da condição não danificada e  $m$  é o número de variáveis (ou características), com vetor da média,  $\boldsymbol{\mu}$ , e matriz de covariância,  $\boldsymbol{\Sigma}$ , a DQM entre a média das observações da matriz de treino e uma observação,  $\mathbf{z}$ , da matriz de teste  $\mathbf{Z} \in \mathbb{R}^{l \times m}$ , onde  $l$  é o número de observações da condição não danificada e/ou danificada, é definida como um indicador de dano (ID),

$$ID = (\mathbf{z} - \boldsymbol{\mu})^T \boldsymbol{\Sigma}^{-1} (\mathbf{z} - \boldsymbol{\mu}) \quad (4.2)$$

Este algoritmo baseia-se no pressuposto de que se uma nova observação de teste,  $\mathbf{z}$ , é obtida de uma estrutura danificada, mesmo sob o efeito da variabilidade operacional e ambiental, a observação estará longe da média ponderada e o ID será atípico. Por outro lado, se a observação  $\mathbf{z}$  é obtida de uma estrutura não danificada, mesmo sujeita a variações operacionais e ambientais, ela estará próxima da média ponderada da condição de referência e o ID será residual.

Para classificação estatística de observações, assume-se que: se uma observação,  $\mathbf{z}$ , é extraída de uma estrutura não danificada e segue uma distribuição Gaussiana, então o seu ID seguirá uma distribuição qui-quadrado com  $m$  graus de liberdade,  $ID \sim \chi_m^2$ .

A suposição de uma distribuição qui-quadrado é a chave para a detecção de *outliers*, porque permite a definição de um valor limiar,  $c$ , para um nível de significância,  $\alpha$ , como se segue,

$$c = \text{inv}F_{\chi_m^2}(1 - \alpha) \quad (4.3)$$

onde  $\text{inv}F_{\chi_m^2}(1 - \alpha)$  é a função de distribuição cumulativa da distribuição qui-quadrado. Como resultado, uma observação é considerada um *outlier* quando o seu ID é igual ou maior do que  $c$  [37]. Portanto, *outliers* ou observações atípicas podem, simplesmente, ser definidos como observações que têm ID acima de um certo nível de confiança ou limiar.

#### 4.2.2. Algoritmo para detecção de *outliers* baseado em Modelos de Mistura Gaussiana

O modelo de mistura é utilizado para identificar estados de condição particulares na resposta global de uma estrutura [37]. Supondo que a matriz de aprendizagem,  $\mathbf{X}^{n \times m}$ , consiste em  $n$  observações de variáveis aleatórias com dimensão  $m$ , e que derivam de uma mistura com  $K$  componentes, onde  $f_k(\mathbf{x}|\theta_k)$  representa a densidade de uma família de distribuições paramétricas,  $\tau(\theta)$ ,

$$f_{\text{mix}}(\mathbf{x}) = \sum_{k=1}^K \eta_k f_k(\mathbf{x}|\theta_k) \quad (4.4)$$

Assim, no contexto da detecção de dano, será necessário estimar os parâmetros das componentes  $\theta = (\theta_1, \dots, \theta_k)$  e os pesos da mistura  $\eta = (\eta_1, \dots, \eta_k)$  baseados na matriz  $\mathbf{X}$ . Neste trabalho, é assumido uma mistura de distribuições Gaussianas e, portanto, cada componente é uma função Gaussiana de dimensão  $m$  na forma de

$$f(\mathbf{x}|\mu_k, \Sigma_k) = \frac{1}{(2\pi)^{m/2} |\Sigma_k|^{1/2}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} (\mathbf{x} - \mu_k)^T \Sigma_k^{-1} (\mathbf{x} - \mu_k) \right\} \quad (4.5)$$

com parâmetros desconhecidos  $\theta_k = \{\mu_k, \Sigma_k\}$ , nomeadamente, os vetores da média,  $\mu_k$ , e as matrizes de covariância,  $\Sigma_k$ . Os pesos da mistura satisfazem a condição  $\sum_{k=1}^K \eta_k = 1$ .

Assim, o MMG é parametrizado através dos vetores da média, das matrizes de covariância e dos pesos da mistura de todas as componentes  $\{\mu_k, \Sigma_k, \eta_k\}_{k=1,\dots,K}$ .

Neste caso, um critério Bayesiano de otimização (*BIC – Bayesian information criterion*) é usado para determinar o número apropriado de componentes. Este critério introduz um fator de penalização para o número de parâmetros no modelo. Observe-se que o *BIC* está relacionado com o método clássico de otimização *AIC – Akaike information criterion* [52]. Os parâmetros das componentes são estimados através do algoritmo *expectation-maximization* (EM).

Para detecção de dano, e para cada observação,  $\mathbf{z}$ , da matriz de teste,  $\mathbf{Z}$ , apenas é necessário estimar  $ID_k$ .

$$ID_k(\mathbf{z}) = (\mathbf{z} - \mu_k) \Sigma_k^{-1} (\mathbf{z} - \mu_k) \quad (4.6)$$

Basicamente, para cada componente,  $\mu_k$  e  $\Sigma_k$  representam as observações da componente  $k$  da estrutura não danificada e sob variações operacionais e ambientais. Finalmente, o ID efetivo de cada observação é determinado pelo menor ID estimado em todas as componentes  $K$ ,

$$ID(\mathbf{z}) = \min[ID_1(\mathbf{z}), \dots, ID_K(\mathbf{z})] \quad (4.7)$$

Note-se que, para cada observação,  $\mathbf{z}$ , a hipótese nula (condição não danificada) é rejeitada se e só se o menor  $ID_k$  está acima de um determinado limite definido para um determinado nível de significância de uma distribuição qui-quadrado com  $m$  graus de liberdade,  $\chi_m^2$ .

Resumindo, no contexto de SHM para detecção de dano sob variabilidade operacional e ambiental, o modelo de mistura Gaussiana é usado da seguinte forma: (1) determinar o número de componentes,  $K$ , contidos nos dados de treino usando o *BIC*; (2) identificar os parâmetros  $\theta_k$  de cada componente normal  $k$  (vetor de média, matriz de covariância e fator de peso); (3) construir um algoritmo baseado na DQM para cada componente normal  $k$  e; finalmente, (4) para cada observação, determinar o  $ID$  mínimo, ou seja,  $ID = \min(ID_k)_{k=1,\dots,K}$ .



### **4.3. Integração do Modelo de Elementos Finitos no Algoritmo de Aprendizagem**

A matriz de dados  $\mathbf{X}$  usada no treino é geralmente fornecida por um sistema de SHM. No entanto, essa matriz de dados pode ter um alcance limitado, pois corresponde apenas à condição de referência e não danificada de uma estrutura num período de tempo limitado.

Assim, neste trabalho, um modelo de elementos finitos (MEF) da estrutura é proposto para gerar dados correspondentes a cenários danificados e não danificados que não podem ser obtidos através da monitorização inicial e das inspeções visuais. A modelação de elementos finitos de cenários não danificados vai enriquecer os dados disponíveis para o treino do algoritmo, complementando desta forma os dados de treino  $\mathbf{X}$  com os dados de treino simulados  $\bar{\mathbf{X}}$ . As previsões relativas a cenários danificados apenas são usadas para validar o desempenho do algoritmo e para, possivelmente, identificar hipotéticos cenários de dano que se venham a verificar no futuro. Mas modelar com precisão cenários de dano severo usando um MEF calibrado apenas com dados experimentais da estrutura não danificada provavelmente não é realista. Assim, a abordagem sugerida é modelar apenas uma ligeira deterioração da estrutura, antes do aparecimento de efeitos não-lineares que graves danos estruturais provavelmente iriam causar. Então sugere-se que este procedimento é suficiente para identificar danos em estágios iniciais.

A integração do MEF no algoritmo de aprendizagem consiste em três fases principais. Na primeira fase, o MEF é criado com base nos dados do projeto e da inspeção visual inicial da estrutura. Na segunda fase, o MEF é calibrado para recuperar algumas observações  $\mathbf{x}$  obtidas pelo sistema de SHM da condição não danificada,  $\mathbf{x} \in \mathbf{X}$ . Na terceira fase, o modelo calibrado é usado para gerar os dados  $\bar{\mathbf{X}}$  correspondentes a cenários adicionais da estrutura não danificada.

### **4.4. Integração dos Algoritmos de Aprendizagem e da Modelação de Elementos Finitos num Sistema de SHM**

O principal desafio da abordagem tradicional da Figura 4-1 consiste na melhoria da capacidade do algoritmo para aprender e avaliar a informação "escondida" presente

nas observações extraídas. Assim, a Figura 4-2 mostra o processo de treino proposto nesta dissertação para o algoritmo de aprendizagem, onde as informações da inspeção visual e os dados da monitorização são complementados com os dados extraídos do MEF da estrutura. A calibração do MEF é feita com base nos dados e informações dos sistemas de monitorização estrutural, do projeto e também das inspeções visuais iniciais.

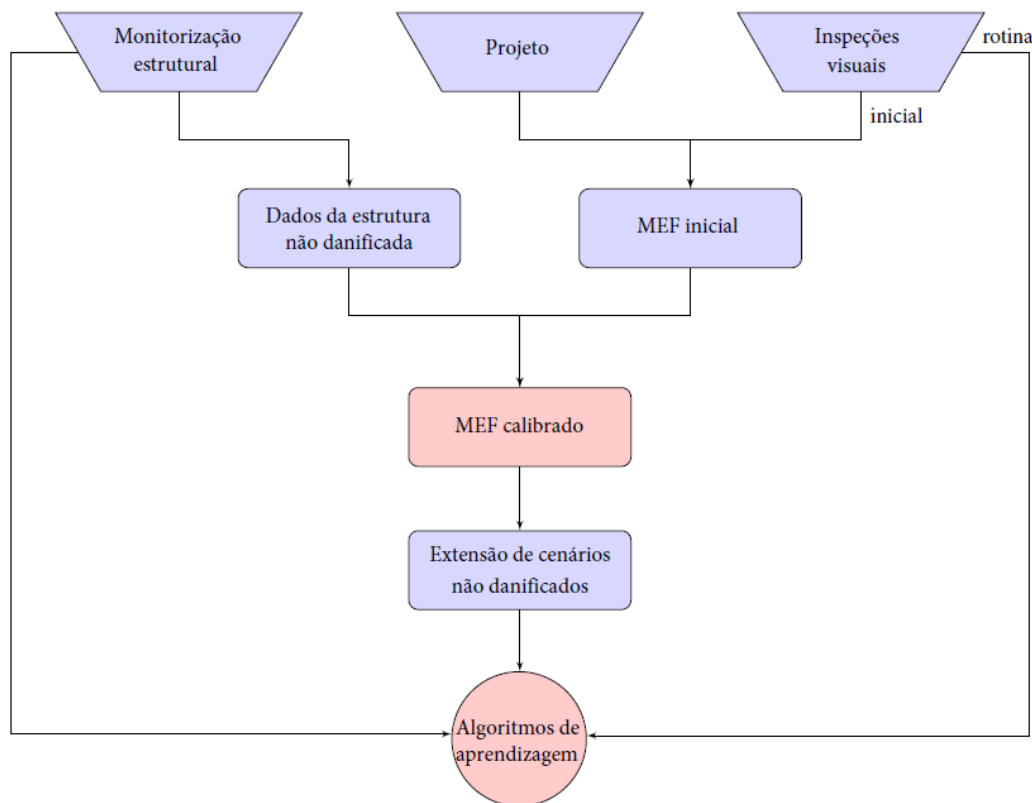


Figura 4-2: Fluxograma do processo de treino do algoritmo [53]

O treino é não supervisionado, no sentido em que somente dados da estrutura não danificada são usados para treinar o algoritmo; contudo, o MEF permite a inclusão de cenários não danificados e não observados durante a monitorização da estrutura. Tais cenários podem envolver, por exemplo, condições ambientais extremas e de condições específicas de carregamento. Esta abordagem também pressupõe que o processo de aprendizagem é realizado de forma estática, ou seja, assume-se a existência de um período inicial para obter dados para o treino, quando a estrutura opera na condição não danificada. No entanto, reconhece-se a possibilidade de implementar, no futuro, um processo de aprendizagem dinâmico, onde o algoritmo é treinado sempre que novos dados da condição não danificada são introduzidos.

Após a conclusão do processo de treino, a fase de teste do algoritmo serve para avaliar a sua capacidade para detetar dano em cenários não incluídos na fase de treino. Tais cenários podem incluir dados do sistema de monitorização e/ou do MEF.

#### **4.5. Considerações Finais**

A plataforma aqui descrita utiliza o MEF na fase de treino apenas para gerar cenários não danificados. Contudo, o MEF é também útil para produzir dados de cenários danificados típicos, uma vez que esses dados não podem ser fornecidos pelo sistema de monitorização; este tipo de abordagem poderá ser desenvolvido no futuro. Adicionalmente, a complexidade do MEF pode aumentar sob uma variabilidade operacional e ambiental severa, bem como quando o dano é introduzido, levando a incertezas consideráveis nos dados simulados. Assim, a abordagem usada neste trabalho é sobretudo idealizada para deteção precoce de dano, pois usa um MEF linear, válido para pequenas variações na dinâmica da estrutura, sem alterações significativas no comportamento mecânico e nos caminhos das cargas estruturais.



## 5. CASO DE ESTUDO: PASSAGEM SUPERIOR Z24

### 5.1. Introdução

A passagem superior Z24 (Z24), na Suíça, fez parte do projeto mundialmente conhecido denominado SIMCES: *System Identification to Monitor Civil Engineering Structures*, que foi estudado por alguns dos principais pesquisadores do campo de SHM, a fim de provar a viabilidade da SHM baseada na resposta dinâmica em estruturas de engenharia civil (Figura 5-1). Ao longo de quase um ano, a Z24 foi monitorizada antes de ser artificialmente danificada e posteriormente demolida. Durante esse período, estudou-se a influência das condições ambientais, como a humidade do ar, o vento e sobretudo, a temperatura, nas frequências próprias e modos de vibração da Z24 [48]. O objetivo dos testes de dano progressivos foi o de recriar cenários de dano realistas e relevantes para comprovar a hipótese de que o dano pode ser detetado, localizado ou mesmo quantificado, através da análise das mudanças na resposta dinâmica da estrutura, como os modos naturais de vibração e as respetivas frequências.



Figura 5-1: Vista da passagem superior Z24, na Suíça [52]

### 5.2. Descrição da Estrutura

A Z24, construída entre 1961 e 1963, foi uma passagem sobre a autoestrada nacional A1 que ligava Berna e Zurique, na Suíça. Era uma passagem superior de viga simplesmente apoiada, em caixão bicelular de betão armado pré-esforçado, em pós-tensão, com um vão central 30 metros e dois vãos laterais de 14 metros (Figura 5-2). Os dois apoios centrais eram pilares de betão conectados ao caixão, enquanto ambos os

encontros eram formados por três pilares de betão que suportavam uma travessa que ligava ao caixão. Embora não tivesse problemas estruturais, a Z24 foi demolida no final de 1998 para dar lugar a uma nova passagem superior, com um vão lateral maior, de forma a acomodar uma nova linha de caminho de ferro adjacente à autoestrada [48].

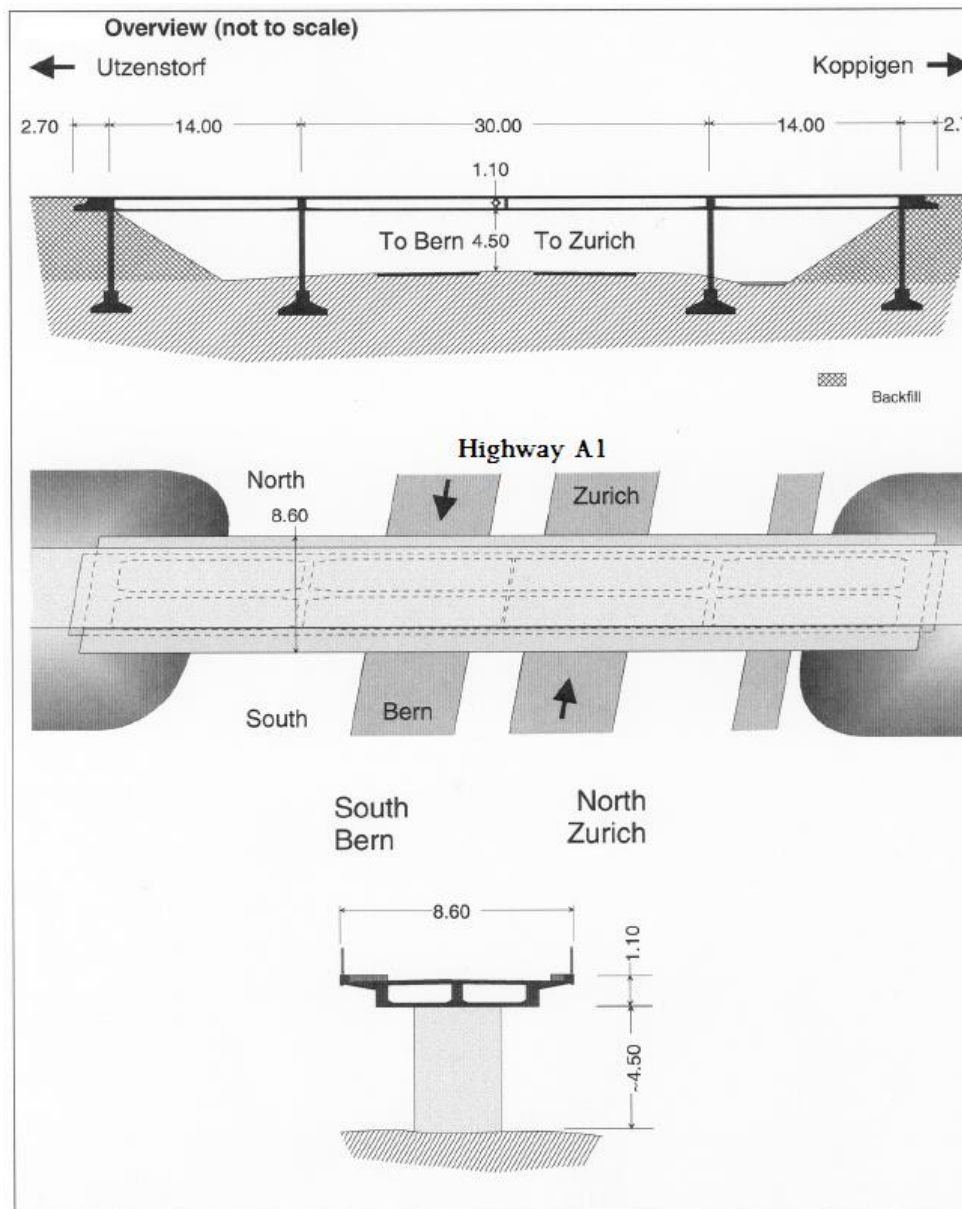


Figura 5-2: Vista em planta e corte longitudinal e transversal da passagem superior Z24 [48]

Antes da demolição, a Z24 foi submetida a três tipos de testes: (1) teste de monitorização contínua de longo prazo, que ocorreu durante o ano anterior à demolição e visou quantificar os efeitos da variabilidade ambiental na dinâmica da estrutura; (2) testes de monitorização de curta duração de forma a comparar resultados de diferentes tipos de excitação (não reportados neste trabalho); e (3) testes de dano progressivo, que

ocorreram um mês antes da demolição e visaram estudar a influência de cenários de dano realistas nas propriedades dinâmicas da Z24. Este projeto foi único à data, no sentido em que permitiu testes de monitorização contínua combinados com testes de danos progressivos realistas de curto prazo [48].

### 5.3. Fontes de Excitação

Os métodos de deteção de dano baseados em respostas dinâmicas são bastante usados entre os pesquisadores das estratégias de SHM. Esta técnica usa as mudanças nas características dinâmicas de uma estrutura (ex. frequências naturais) como indicadores da existência de dano. As fontes de excitação usadas nos testes da Z24 podem ser divididas em duas partes. A primeira parte ocorreu no ano anterior à demolição e baseou-se principalmente na excitação ambiental. A segunda parte ocorreu no mês anterior à demolição. Uma vez que vários cenários de dano iriam ser aplicados, por razões de segurança, a Z24 foi encerrada ao tráfego. Após a aplicação de cada cenário de dano, realizaram-se testes de vibração ambiental e testes de vibração forçada. Para os testes de vibração forçada, foram utilizados dois excitadores mecânicos, um localizado num vão lateral e o outro a meio do vão central da Z24. Após o cenário de dano n.º 8, um peso de queda, localizado no vão central, foi também usado para excitar a estrutura (detalhes sobre os cenários de dano podem ser vistos na Tabela 5-1). A Figura 5-3 exemplifica as fontes de excitação usadas na Z24 [48].



Figura 5-3: Fontes de excitação da passagem superior Z24: à esquerda: o tráfego rodoviário; no meio: a instalação de um excitador mecânico; à direita; o sistema de peso de queda [48]

#### 5.4. Testes de Dano Progressivo

O objetivo dos testes de dano progressivo foi o de analisar como determinados cenários de dano iriam influenciar a resposta dinâmica da estrutura. Para tal, os cenários de dano selecionados teriam de apresentar certas características:

- i) ser relevante para a segurança da Z24, ou seja, se ocorrerem danos e não forem reparados, colocam em perigo a capacidade de carga da estrutura,
- ii) o dano simulado ocorre com frequência, de acordo com a literatura e a experiência dos donos de pontes na Suíça, e
- iii) ser aplicável à Z24.

Com isso em mente, uma primeira seleção de cenários de dano válidos foi feita, alguns dos quais foram posteriormente descartados com base em problemas de tempo limitado e requisitos de segurança. O tempo disponível para aplicar os cenários de dano foi limitado pela abertura da nova ponte e pela demolição completa da Z24. Uma vez que a autoestrada A1, que passava sob a Z24 nunca foi fechada ao tráfego, alguns dos cenários de dano, inicialmente considerados, não poderiam ser aplicados sem pôr em risco a segurança dos automobilistas. Pelo mesmo motivo, durante os testes, o tráfego na Z24 foi desviado para outra estrada [48]. A Tabela 5-1 resume todos os testes de dano progressivo. Alguns desses testes estão ilustrados na Figura 5-4 e na Figura 5-5.



Figura 5-4: Escavação da zona junto aos encontros para simular um cenário de deslizamento de terras



Tabela 5-1: Testes de dano progressivo

Nº	Cenário	Descrição/simulação de dano real
1	Primeira medição de referência	Estrutura não danificada
2	Segunda medição de referência	Após instalação do sistema de assentamento no pilar
3	Assentamento de um pilar, 20 mm	Assentamento do subsolo, erosão
4	Assentamento de um pilar, 40 mm	
5	Assentamento de um pilar, 80 mm	
6	Assentamento de um pilar, 95 mm	
7	Inclinação da fundação do pilar	Assentamento do subsolo, erosão
8	Terceira medição de referência	Após elevação do pilar até à posição inicial
9	Destacamento do betão, 12 m <sup>2</sup>	Impacto de veículos, deterioração por ação do fogo
10	Destacamento do betão, 24 m <sup>2</sup>	
11	Deslizamento de terras junto ao encontro	Chuvas torrenciais, erosão
12	Falha através de uma rótula de betão	Contaminação do betão por cloretos, corrosão
13	Falha de 2 cabeças de ancoragem	Corrosão, excesso de tensão
14	Falha de 4 cabeças de ancoragem	
15	Rotura de 2 cabos de pré-esforço	Injeção deficiente de calda de cimento nos cabos de pré-esforço, influência de cloretos
16	Rotura de 4 cabos de pré-esforço	
17	Rotura de 6 cabos de pré-esforço	



Figura 5-5: Fotografias ilustrando alguns cenários de dano aplicados. Da esquerda para a direita e de cima para baixo: (1) corte de um pilar para instalar o sistema de assentamento, (2) sistema de assentamento, (3) destacamento do betão, (4) falha através de uma rótula de betão, (5) falha das cabeças de ancoragem, (6) rotura de cabos de pré-esforço [48]

### 5.5. Teste de Monitorização Contínua de Longo Prazo

Com o objetivo de quantificar a variabilidade ambiental e operacional no comportamento dinâmico da Z24, foi realizado o teste de monitorização contínua de longo prazo, de 11 de novembro de 1997 a 11 de setembro de 1998. Para isso, um número significativo de variáveis ambientais foi monitorizado através de sensores, tais como a temperatura do ar, a humidade, a velocidade e direção do vento e a pluviosidade.

A experiência tem mostrado que as variações de temperatura influenciam significativamente o comportamento dinâmico de uma estrutura. Além disso, como o tabuleiro da Z24 usava um sistema de viga contínua, as variações térmicas poderiam originar restrições ao movimento o que, por sua vez, poderia influenciar o comportamento dinâmico da Z24\*. Assim, uma distribuição estratégica de sensores de temperatura foi feita no tabuleiro para monitorizar o estado térmico da estrutura em três locais diferentes: no vão central e nos dois vãos laterais. As medições foram feitas por oito sensores de temperatura colocados nos locais assinalados na Figura 5-6. Durante a perfuração dos buracos de acesso para a instalação dos sensores de temperatura, descobriu-se que a camada de asfalto tinha uma espessura de 16-18 cm em vez de 8 cm como indicado no projeto. Como resultado, a temperatura do pavimento (TP) também foi medida a meio dos três vãos [48].

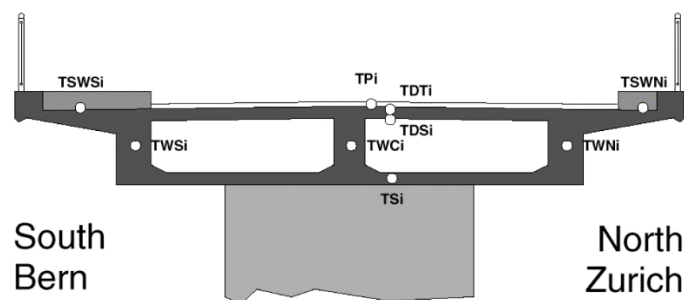


Figura 5-6: Corte transversal do tabuleiro da Z24 com a indicação da localização dos sensores de temperatura em qualquer um dos três vãos [48]

---

\* Geralmente, quando um objeto é submetido a uma variação de temperatura, o seu comprimento sofre uma variação proporcional ao seu comprimento original. Esse fenómeno é chamado de expansão térmica linear. Se o objeto não for livre para expandir ou contrair, a sua mudança de comprimento pode criar uma tensão suficiente para danificar o objeto ou causar uma alteração nas suas condições de apoio. No caso da Z24, este fenómeno poderia facilmente verificar-se, o que afetaria o comportamento dinâmico da ponte.

Alterações da rigidez do solo também podem resultar em variações das propriedades dinâmicas, nomeadamente através da interferência da ligação solo-fundação. Consequentemente, a temperatura do solo perto de cada pilar foi monitorizada, bem como perto das zonas norte, central e sul dos pilares de suporte intermédios, resultando num total de 12 sensores. Devido aos trabalhos de construção da nova ponte, seis sensores de temperatura foram perdidos.

Para monitorizar o comportamento dinâmico da Z24, 16 acelerómetros foram colocados em toda a estrutura (Figura 5-7), em diferentes locais e em diferentes direções, com o objetivo de recolher o máximo número de modos de vibração. Apesar do tipo de acelerómetros usado ter sido especialmente projetado para monitorização de longo prazo, alguns revelaram uma deterioração considerável e apenas oito dos 16 acelerómetros registaram medições durante a fase de monitorização. [48]

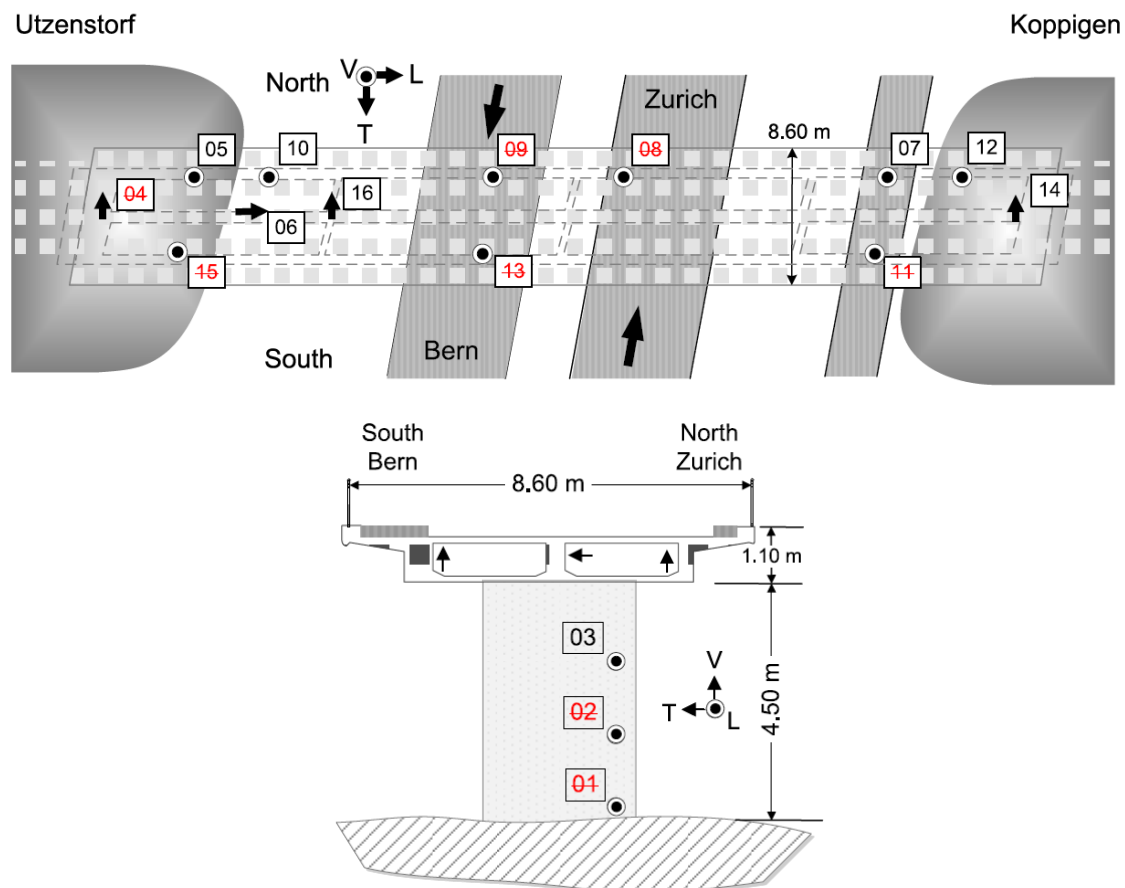


Figura 5-7: Localização e orientação dos acelerómetros na Z24. Os sensores marcados a vermelho falharam durante a fase de monitorização [54]

Durante o teste de monitorização, os dados foram adquiridos em intervalos de uma hora. A cada hora foram obtidos os dados de temperatura do ar, temperaturas do solo e da estrutura, humidade, deslocamentos e velocidade e direção do vento. Além disso, a cada hora durante 11 minutos, um grupo de oito acelerómetros captou as vibrações da Z24 em sequências de 65536 amostras (frequência de amostragem de 100 Hz). A Figura 5-8 mostra as quatro primeiras frequências naturais juntamente com a temperatura ambiente. As frequências naturais foram estimadas usando o método de identificação estocástica em subespaços sobre os registos de acelerações dos acelerómetros [55]; as frequências são aqui divididas em condição de referência e não danificada (1-3470) e condição danificada (CD, 3471-3932); os saltos observados nas frequências naturais estão relacionados com a camada asfáltica em períodos de temperaturas negativas, o que contribui significativamente para o aumento da rigidez da estrutura.

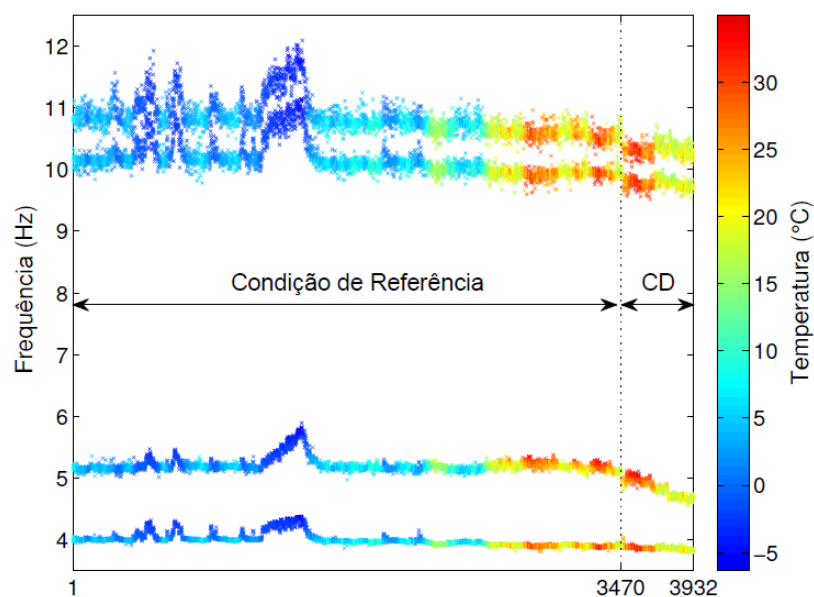


Figura 5-8: As primeiras quatro frequências naturais horárias extraídas através da monitorização contínua [56]

## 5.6. Modelo de Elementos Finitos

Nesta dissertação, elementos finitos conformes de deslocamento são utilizados para construir os modelos estruturais. Este é o tipo mais comum de elementos finitos que é usado em programas comerciais de cálculo automático para análise estrutural. Os elementos finitos conformes de deslocamento usam funções polinomiais para a

aproximação dos deslocamentos, que satisfazem exatamente as equações de compatibilidade no domínio de elemento e as condições de continuidade dos deslocamentos nas fronteiras exteriores com deslocamentos impostos e nas fronteiras interiores da malha. No entanto, as equações de equilíbrio são apenas satisfeitas em forma fraca no domínio dos elementos e as condições de equilíbrio das forças entre elementos adjacentes são apenas satisfeitas nos nós (i.e., vértices dos elementos). Isto significa que a qualidade da aproximação dos deslocamentos é geralmente superior àquela da aproximação das tensões, embora técnicas para melhorar a aproximação de tensões na fase do pós-processamento também tenham sido desenvolvidas [57]. Os nós são um conceito fundamental nos elementos finitos conformes de deslocamentos. O seu número e posição determinam unicamente as funções de aproximação, e os seus deslocamentos são os pesos das funções de aproximação e as principais incógnitas do problema. Por isso, a malha de elementos finitos é, tipicamente, definida de tal modo que os nós dos elementos adjacentes coincidem (a condição de conformidade da malha). Isto significa que o grau das funções de aproximação é, tipicamente, o mesmo em todos os elementos finitos, embora os tamanhos dos elementos possam ser diferentes em diferentes partes da estrutura.

A descrição geral do modelo é seguida por uma apresentação mais detalhada da calibração de alguns de seus parâmetros para melhor recuperar as frequências naturais medidas da estrutura.

### **5.6.1. Descrição do modelo de elementos finitos**

A Z24 é modelada usando o programa comercial de cálculo automático ROBOT<sup>TM</sup>. Todos os elementos estruturais, exceto os seis pilares dos encontros da ponte, são modelados usando elementos finitos de casca de três e quatro nós. Os pilares dos encontros são modelados com elementos de viga, com seis graus de liberdade por nó. A malha é estritamente conforme. Uma visão geral do modelo estrutural é dada nas Figura 5-9, Figura 5-10 e Figura 5-11 e cortes transversais do modelo na Figura 5-12.

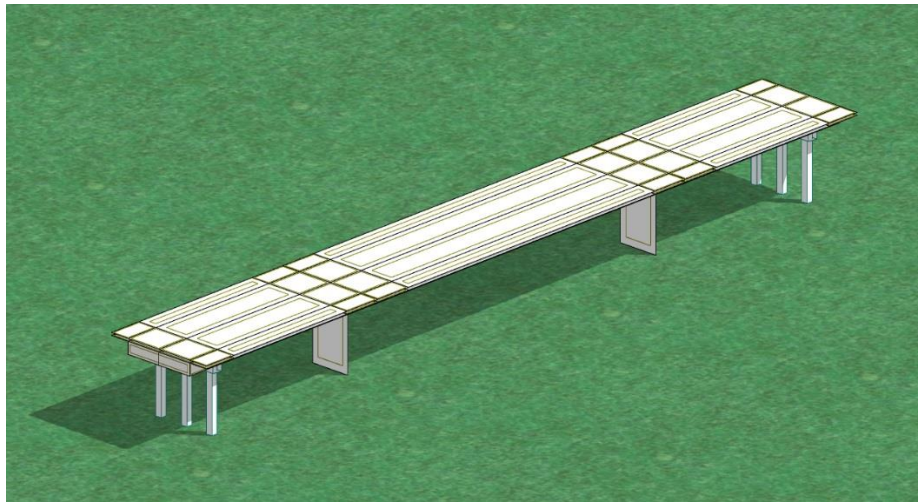


Figura 5-9: Vista do MEF da passagem superior Z24

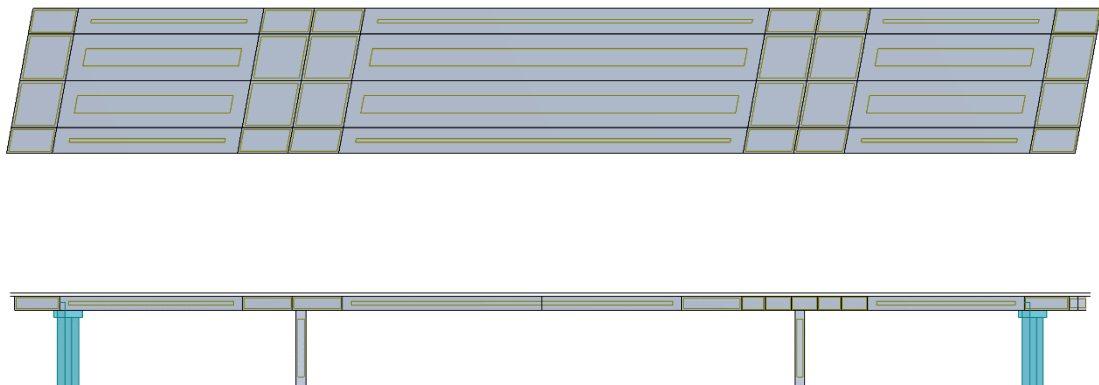


Figura 5-10: Planta e vista lateral do MEF da passagem superior Z24

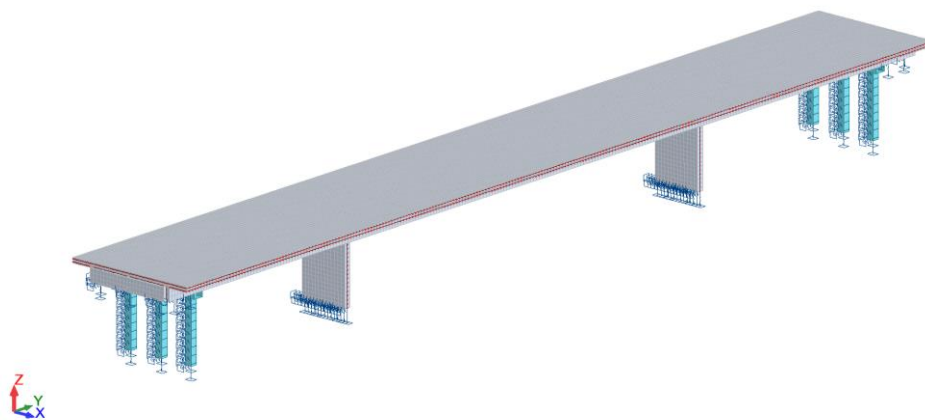


Figura 5-11: Vista tridimensional do MEF da passagem superior Z24

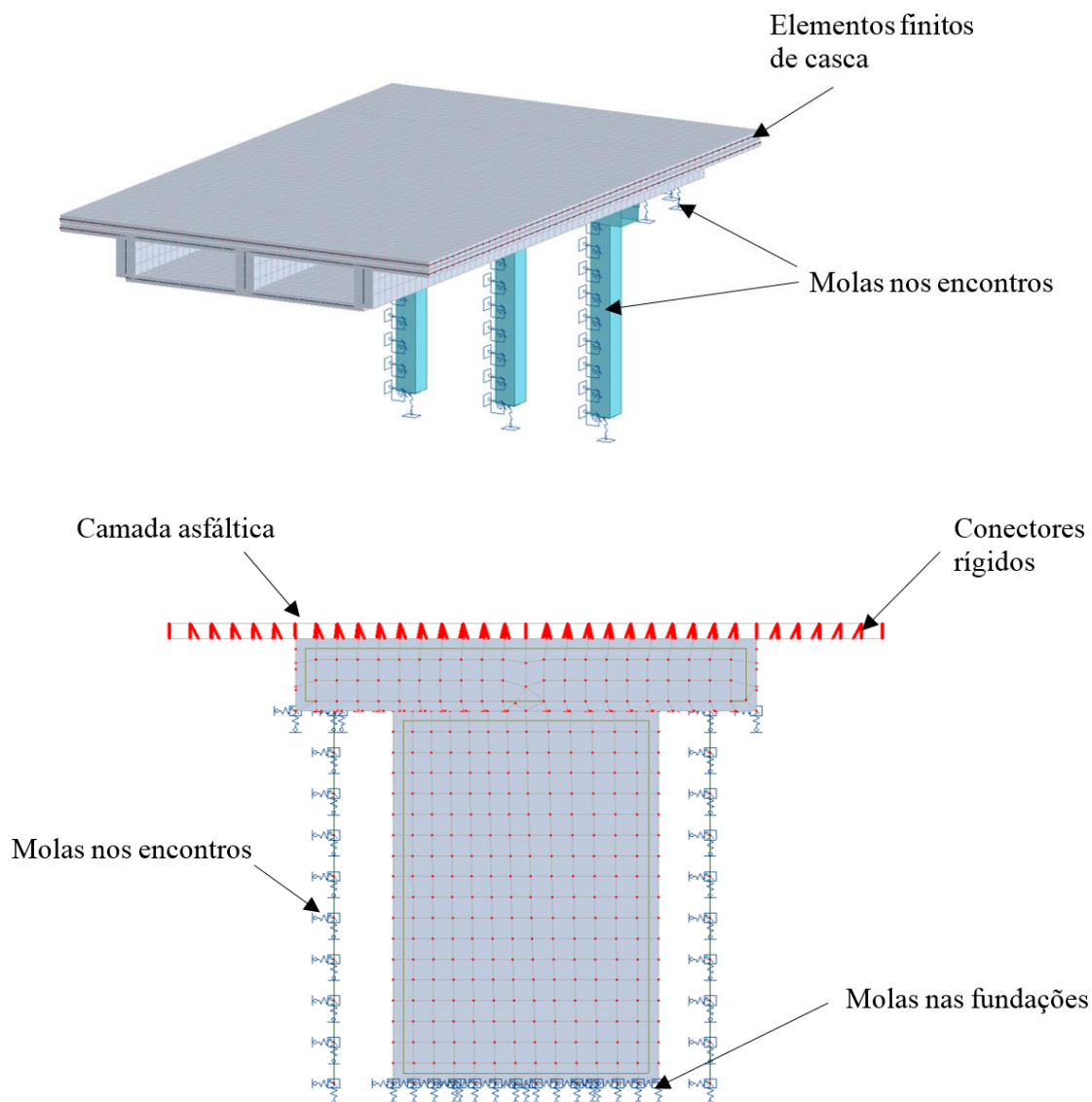


Figura 5-12: Cortes transversais do MEF

Os pilares dos encontros e o encontro em si são completamente incorporados no solo. Assim, as fundações e encontros da Z24 são modeladas com suportes elásticos, usando molas na interface solo-estrutura (Figura 5-12); a rigidez das molas é adotada como prescrito na referência [58]. A camada asfáltica é explicitamente incluída no modelo, uma vez que o seu incremento de rigidez justifica o aumento das frequências naturais registadas quando a temperatura ambiente cai abaixo de  $0^{\circ}\text{C}$ , como demonstrado na Figura 5-13. O asfalto também é modelado usando elementos de casca e conectado ao painel superior subjacente do caixão usando conectores rígidos (Figura 5-12).



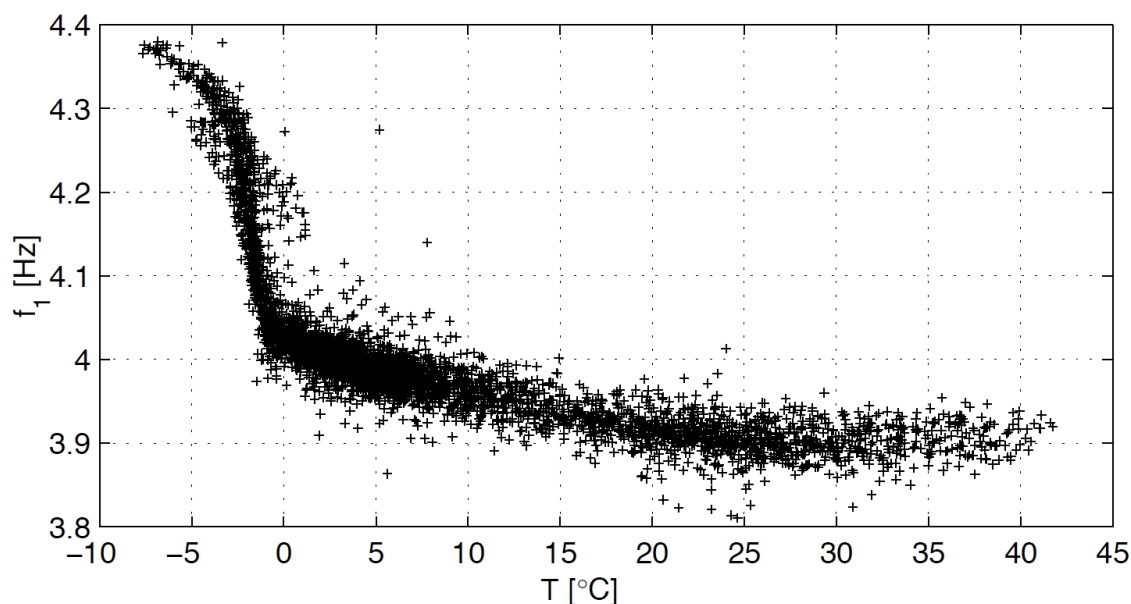


Figura 5-13: Primeira frequência natural em função da temperatura da camada de asfalto (dados da estrutura não danificada) [48]

As características mecânicas do betão não danificado também foram retiradas da referência [58]:  $E_0 = 37.5$  GPa para o módulo de Young e  $\nu = 0.2$  para o coeficiente de Poisson. Nos cenários de dano provocados pelo assentamento do pilar, verifica-se fendilhação nas vigas e painel inferior do caixão nas proximidades do pilar afetado [59]. A fendilhação é simulada através de uma redução do módulo de Young, conforme descrito no subcapítulo 5.6.2 abaixo.

A dimensão dos elementos finitos é estabelecida correlacionando a variação das frequências naturais da estrutura com o refinamento da malha. Consideraram-se elementos entre 0.2 m e 0.5 m, uma vez que malhas mais finas aumentariam consideravelmente o efeito das concentrações artificiais de tensão na proximidade das ligações viga-pilar. Uma gama de frequências naturais estáveis sem concentrações de tensão excessivas foi obtida com uma malha de elementos com a dimensão de 0.25 m.

### 5.6.2. Calibração do modelo de elementos finitos

As informações relativas à geometria da Z24 foram compiladas utilizando várias fontes [52, 48, 58]. No entanto, persistiram algumas interrogações quanto à espessura dos painéis do caixão no vão ( $t_{p1}$ ) e, especialmente, na vizinhança dos pilares de suporte ( $t_{p2}$ ),

onde são relatados como sendo mais espessos [58]. Além disso, a espessura exata da camada de asfalto ( $t_a$ ) não era clara, uma vez que na referência [58] foi sugerido ser de 16 cm, mas nos desenhos de construção verificava-se ser sensivelmente metade dessa espessura [48]. Por conseguinte, em vez de calibrar a rigidez de flexão global do caixão ao longo do seu comprimento, como se fez na referência [58], decidiu-se utilizar estas três espessuras como parâmetros de calibração para o MEF.

O processo de calibração foi organizado em três fases. Na primeira fase, procuraram-se parâmetros de calibração capazes de recuperar 'bem' as frequências naturais medidas na estrutura não danificada. Inicialmente foram consideradas 5 variáveis, nomeadamente, as espessuras dos painéis e vigas do caixão, dos pilares e da camada de asfalto bem como das zonas mais espessas dos dois painéis na vizinhança dos pilares de suporte. Após vários testes optou-se por fixar as espessuras das vigas do caixão e dos pilares em valores próximos daqueles medidos nas peças desenhadas da Z24, pois concluiu-se que estas tinham influência reduzida na variação das frequências naturais a recuperar. Os três restantes parâmetros foram calibrados de maneira a que as frequências próprias medidas fossem recuperadas dentro de 1% de precisão, resultando, assim, quatro combinações plausíveis. Na segunda fase, as combinações de parâmetros resultantes da primeira fase foram classificadas de acordo com a sua precisão na modelação do efeito das temperaturas negativas sobre o comportamento da estrutura. Finalmente, na terceira fase, o modelo selecionado após as duas primeiras fases foi usado para avaliar a deterioração da rigidez do betão no caixão, perto do pilar, onde os assentamentos são aplicados. Estas fases são descritas a seguir.

#### ▪ Primeira fase do processo de calibração

A primeira fase do processo de calibração consiste em sintonizar os parâmetros  $t_{p1}$ ,  $t_{p2}$  e  $t_a$  de modo a recuperar, satisfatoriamente, as primeiras quatro frequências naturais medidas na estrutura não danificada, em condições ambientais normais. As frequências medidas são  $f_m = \{3.90; 5.18; 9.97; 10.60\}$  Hz. Estas foram obtidas fazendo a média de todas as frequências disponíveis dos dados da monitorização em condição não danificada, obtidas às 5 horas da manhã, considerando apenas o período de temperaturas positivas.

A calibração começa a partir das estimativas iniciais dos parâmetros  $t_{p1} = 15$  cm,  $t_{p2} = 20$  cm e  $t_a = 16$  cm, às quais correspondem as frequências  $f = \{3.86; 5.22; 9.65; 10.50\}$  Hz.

Supõe-se que o diferencial da frequência natural  $f_i$  ( $i = \{1; 2; 3; 4\}$ ) é dado por,

$$df_i = \frac{\partial f_i}{\partial t_{p1}} \times dt_{p1} + \frac{\partial f_i}{\partial t_{p2}} \times dt_{p2} + \frac{\partial f_i}{\partial t_a} \times dt_a \quad (5.1)$$

Os elementos do gradiente da frequência  $f_i$  são calculados como as variações da mesma frequência quando se aplicam incrementos unitários de cada parâmetro de calibração,

$$\frac{\partial f_i}{\partial t_j} = df_i, \text{ assumindo } dt_j = 1 \text{ e } dt_k = 0, \forall k \neq j \quad (5.2)$$

Finalmente, as variações dos parâmetros de calibração necessários para assegurar as frequências naturais alvo ( $dt_{p1}; dt_{p2}; dt_a$ ) são obtidas pela resolução do sistema (5.1), tendo o vetor livre composto pelas diferenças entre as frequências naturais medidas e simuladas. Como o sistema tem mais equações do que incógnitas, o mesmo é resolvido pelo método dos mínimos quadráticos. Para refletir a maior importância das primeiras frequências naturais, as equações no sistema (5.1) são escaladas usando fatores cujas magnitudes diminuem da primeira à quarta equação. As soluções obtidas com vários coeficientes de escala e arredondadas a valores inteiros são inseridas no modelo numérico e novas simulações são executadas para calcular as frequências naturais e avaliar a sua precisão.

Para avaliar a precisão das frequências naturais recuperadas pelo modelo, define-se uma medida de erro como,

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^4 w_i \times |f_{mi} - f_i| \quad (5.3)$$

onde  $w_i$  são fatores de ponderação e  $|f_{mi} - f_i|$  representa o valor absoluto da diferença entre as frequências naturais medidas e estimadas. Os fatores  $w = \{0.5; 0.3; 0.15; 0.05\}$  são usados para refletir a importância relativa das quatro primeiras frequências.

Seguindo esta estratégia, encontram-se quatro combinações dos parâmetros de calibração que geram percentagens de erro (5.3) inferiores a 1.0% e são selecionadas como candidatas para a segunda fase de calibração. Estas combinações estão listadas, juntamente com as respetivas frequências e erros, na Tabela 5-2. Os valores dos parâmetros de calibração são dados em cm e as frequências em Hz.

Tabela 5-2: Parâmetros de calibração selecionados após a primeira etapa (cm e Hz)

$t_{p1}$	$t_{p2}$	$t_a$	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$\epsilon$ (%)
17	19	17	3.88	5.19	9.74	10.60	0.88
17	20	16	3.89	5.22	9.75	10.61	0.91
18	19	17	3.89	5.18	9.78	10.65	0.63
18	20	16	3.89	5.21	9.80	10.65	0.74
Frequências da condição não danificada			3.90	5.18	9.97	10.60	

#### ▪ Segunda fase do processo de calibração

A segunda fase do processo de calibração consiste em simular o efeito da variação da rigidez da camada asfáltica causada pela temperatura nas frequências naturais da Z24. O módulo de Young da camada de asfalto é fortemente afetado pela temperatura ambiente. Para simular o efeito das temperaturas negativas sobre a rigidez da camada de asfalto, o seu módulo de elasticidade é calibrado segundo o modelo proposto por Watson [60] (Figura 5-14). Este modelo foi obtido com base em 45 dados experimentais, interpolados através de um polinómio de terceiro grau.

As quatro combinações possíveis apresentadas na Tabela 5-2 são testadas em seis temperaturas entre 0°C e -5°C, com um incremento de 1°C. Os testes são feitos alterando o módulo de Young da camada de asfalto usando como referência os valores do gráfico da Figura 5-14. As frequências naturais simuladas são extraídas para cada caso e comparadas com as medidas nas observações diárias que correspondem às temperaturas usadas no modelo (ver Figura 5-8). As percentagens de erro da Equação (5.3) são calculadas para cada temperatura e a média nos seis casos testados é calculada para cada

combinação dos parâmetros de calibração. As percentagens de erro médio são apresentadas na Tabela 5-3.

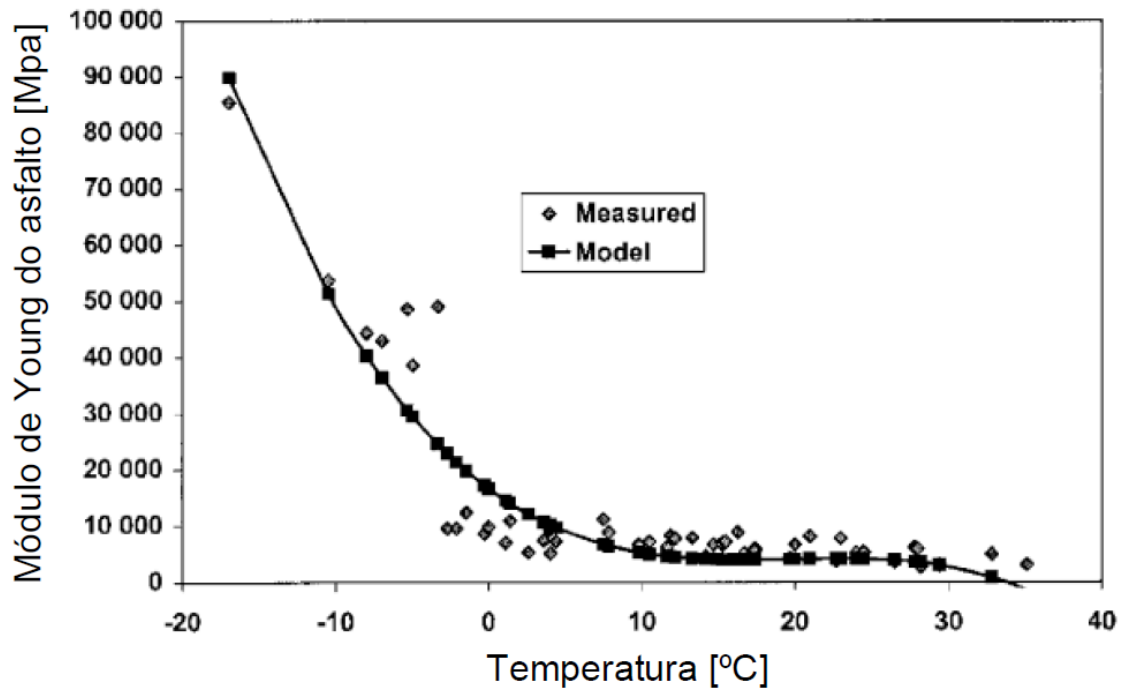


Figura 5-14: Módulo de Young do asfalto em função da temperatura. Abaixo dos 0 °C a rigidez da camada de asfalto aumenta drasticamente [48]

Tabela 5-3: Erro médio na segunda fase de calibração (cm)

$t_{p1}$	$t_{p2}$	$t_a$	Médio $\varepsilon$ (%)
17	19	17	3.36
17	20	16	3.05
18	19	17	2.95
18	20	19	3.22

A combinação  $t_{p1} = 18$  cm,  $t_{p2} = 19$  cm e  $t_a = 17$  cm apresenta um bom comportamento geral nas duas primeiras fases do processo de calibração e, portanto, é selecionada e utilizada na próxima fase do processo de calibração e, posteriormente, em todas as simulações relatadas no restante deste trabalho.

Tabela 5-4: Frequências recuperadas pelo MEF (Hz)

	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$
Frequências da condição não danificada	3.90	5.18	9.97	10.60
Frequências recuperadas pelo MEF após calibração	3.89	5.18	9.78	10.65

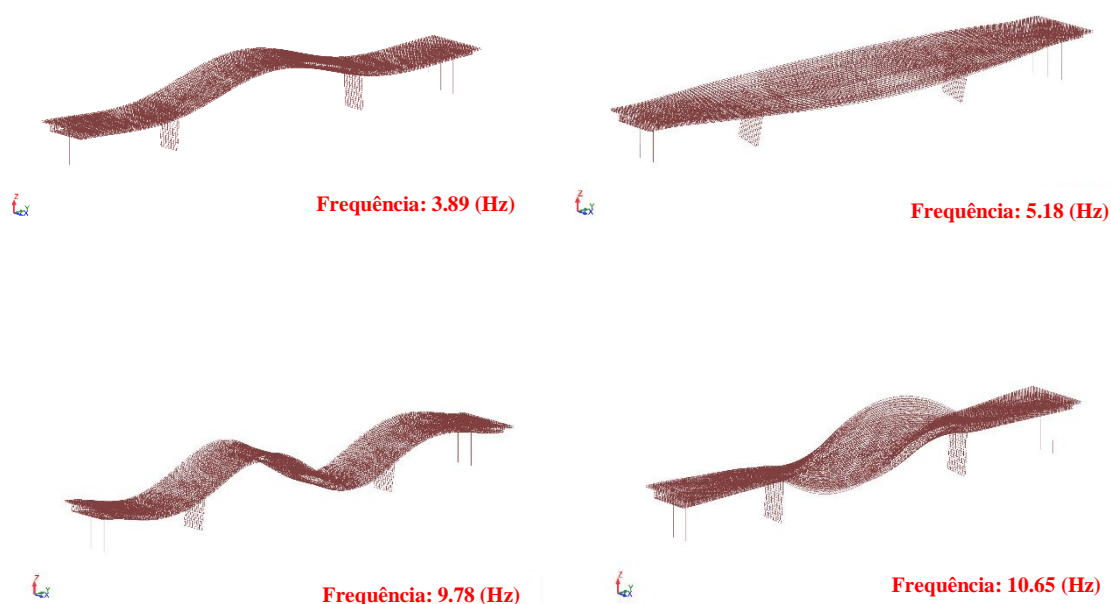


Figura 5-15: Primeiros quatro modos de vibração recuperados pelo MEF da Z24

### ▪ Terceira fase do processo de calibração

A última fase do processo de calibração tem como objetivo quantificar a deterioração do módulo de Young do betão no caixão, na proximidade do pilar onde foram aplicados os assentamentos (Figura 5-16). A perda de rigidez nessa região é inversamente proporcional ao deslocamento vertical no meio do vão principal da ponte. Os deslocamentos a meio vão provocados pelos assentamentos do pilar foram medidos e constam na referência [59] e são utilizados aqui para estimar o módulo de Young da zona fendilhada. Note-se que a extensão desta zona é tomada a partir da Figura 5-17. O processo de calibração é direto, uma vez que a degradação do módulo de Young para um determinado assentamento é o único parâmetro de calibração. A Figura 5-18 ilustra as

secções do modelo onde foi aplicada a redução do módulo de Young para simular os assentamentos do pilar. A Tabela 5-5 apresenta as estimativas de rigidez da zona fendilhada do caixão, para os assentamentos do pilar.

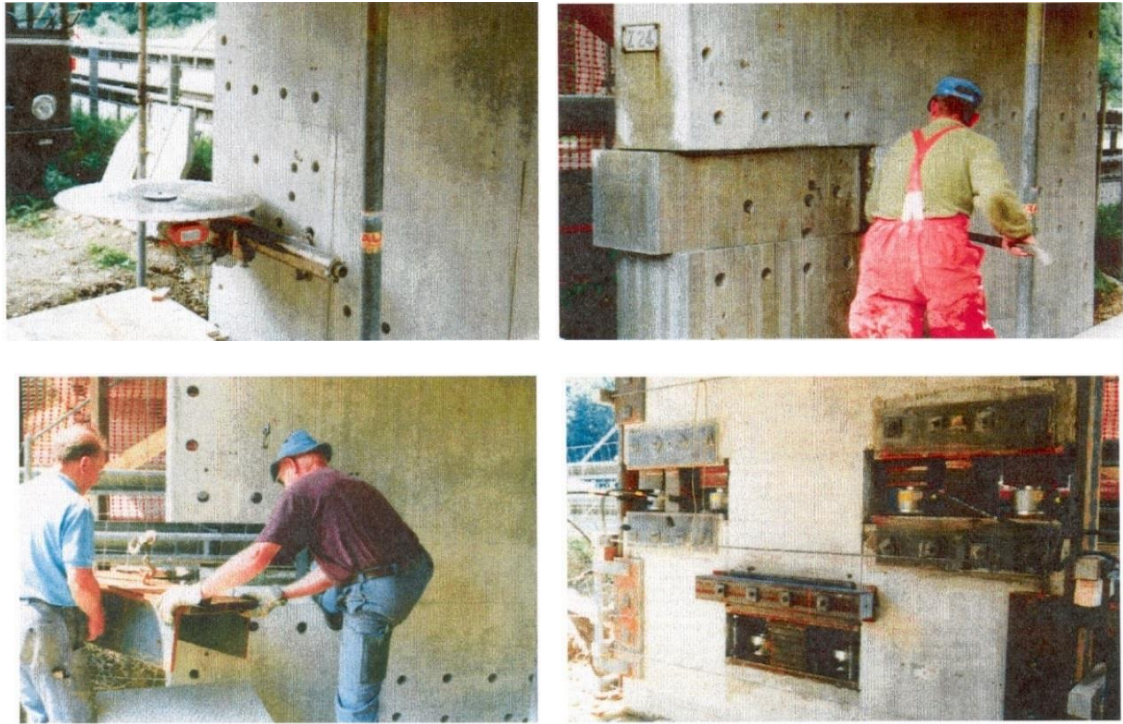


Figura 5-16: Instalação do sistema de assentamento composto por macacos hidráulicos no pilar

[59]

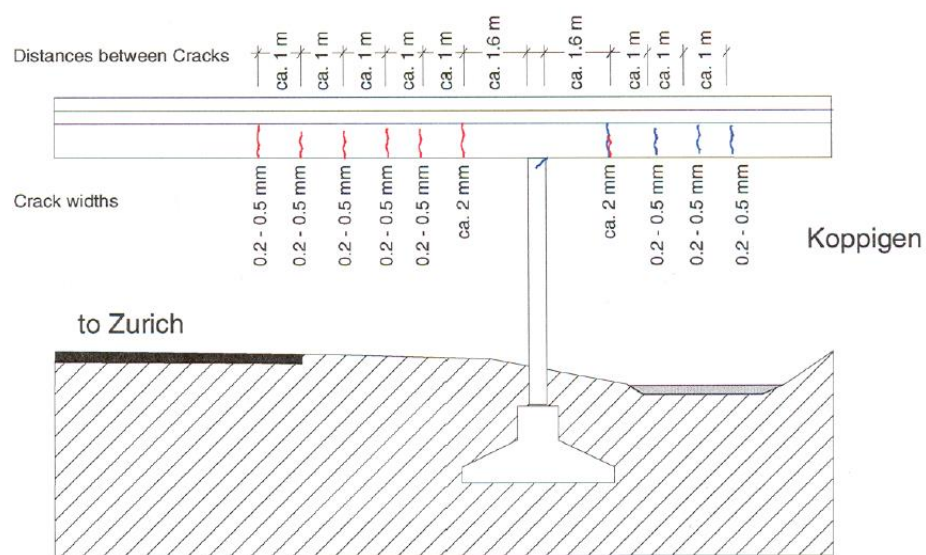


Figura 5-17: Distribuição aproximada da fendilhação após assentamento do pilar [59]



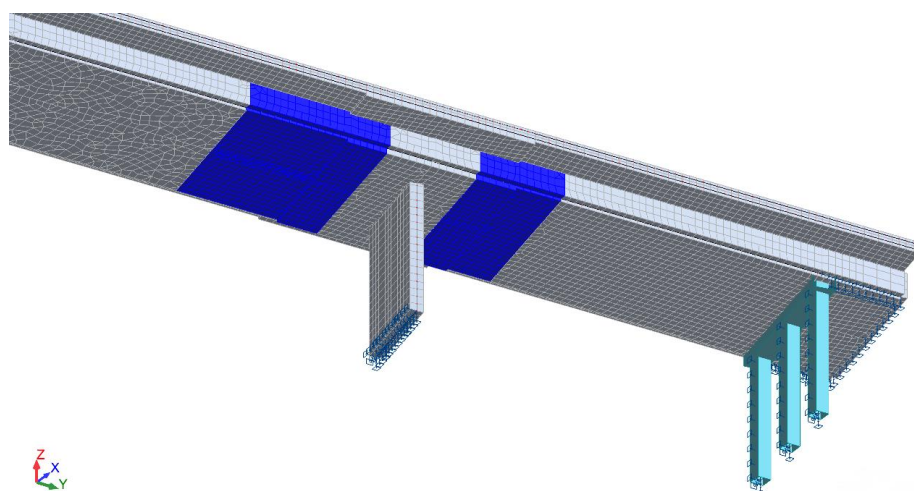


Figura 5-18: Secções do modelo onde foi aplicada a redução do módulo de Young para simular os assentamentos do pilar

Tabela 5-5: Estimativa do módulo de Young ( $E_0$ ) das zonas fendilhadas

Assentamento do pilar (cm)	2.0	4.0	8.0	9.5
Estimativa da rigidez	$0.85E_0$	$0.70E_0$	$0.41E_0$	$0.30E_0$

## 5.7. Resultados e Discussão

### 5.7.1. Extração de características

Neste trabalho, apenas as duas primeiras frequências naturais, medidas diariamente às cinco horas da manhã, são usadas como características sensíveis a danos. As frequências naturais obtidas pelo sistema de monitorização e do MEF são representadas na Figura 5-19, em formato concatenado, e resumidas na Tabela 5-6.

A condição não danificada, ou condição de referência, corresponde às primeiras 221 observações. Em particular, as primeiras 198 observações correspondem às observações extraídas dos dados de monitorização sob variabilidade operacional e ambiental; os saltos observados nas frequências naturais experimentais estão relacionados com a camada asfáltica em períodos de temperaturas negativas. Note-se que a temperatura influencia as acelerações e, de forma indireta, também influencia as frequências naturais. Os algoritmos devem então remover essa influência das frequências naturais (a influência



é perceptível através dos picos). Mesmo assim os algoritmos continuam a usar apenas as acelerações. A assinalar também que a temperatura foi medida na Z24, mas essas medições da temperatura não são usadas pelos algoritmos; na realidade a temperatura é apenas usada para perceber a sua influência no comportamento estrutural da ponte. As observações restantes (199-221) foram obtidas a partir dos dados do MEF, adicionando massa e simulando a variação de temperatura. As massas foram adicionadas para simular um automóvel parado na ponte. Estas foram posicionadas no meio dos vãos de forma a maximizar o seu efeito nas propriedades modais.

Para a condição danificada, as observações 222 a 258 estão associadas a observações extraídas dos dados da monitorização quando a estrutura foi progressivamente danificada; as observações 259 a 268 correspondem a cenários de dano correspondentes a assentamentos de um pilar com a adição de cargas em vários locais da estrutura. Note-se que, apesar do MEF ter sido usado para prever os cenários de dano relativos ao assentamento de um pilar, essas observações apenas são usadas na matriz de treino do algoritmo de forma a testar a viabilidade do modelo numérico para gerar casos de dano.

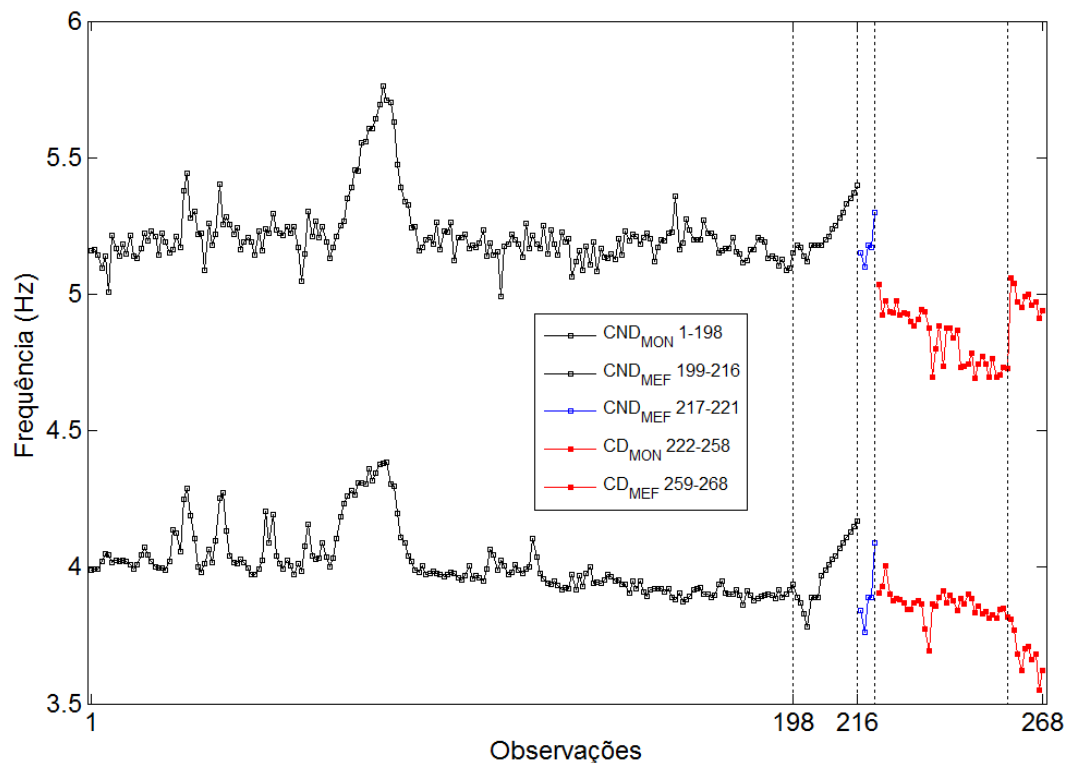


Figura 5-19: As duas primeiras frequências naturais extraídas diariamente da monitorização contínua e do MEF (CND: Condição Não Danificada; CD: Condição Danificada)

Tabela 5-6: Cenários sem dano e com dano dos dados da monitorização e do MEF

Observações	Descrição dos cenários	Origem
1–198	Condição não danificada	MON
199	Condição não danificada (recuperada no MEF)	MEF
200–202	Carga em ½ vão central, P = 20, 60, 100 kN	MEF
203–205	Carga em ½ vão lateral, P = 20, 60, 100 kN	MEF
206–216	Variação da temperatura de -5° a 0°C	MEF
217, 218	Carga em ½ vão central, P = 50, 120 kN	MEF
219, 220	Carga em ½ vão lateral, P = 50, 120 kN	MEF
221	Variação da temperatura (-3.08°)	MEF
222–258	Cenários de dano progressivo	MON
259–262	Assentamento de um pilar (2, 4, 8, 9.5 cm)	MEF
263	Cenários 259 e 202 em simultâneo (Assentamento de um pilar (2 cm) + carga em ½ vão central, P = 100 kN)	MEF
264	Cenários 260 e 201 em simultâneo (Assentamento de um pilar (4 cm) + carga em ½ vão central, P = 60 kN)	MEF
265	Cenários 261 e 200 em simultâneo (Assentamento de um pilar (8 cm) + carga em ½ vão central, P = 20 kN)	MEF
266	Cenários 261 e 205 em simultâneo (Assentamento de um pilar (8 cm) + carga em ½ vão lateral, P = 100 kN)	MEF
267	Cenários 262 e 201 em simultâneo (Assentamento de um pilar (9.5 cm) + carga em ½ vão central, P = 60 kN)	MEF
268	Cenários 262 e 205 em simultâneo (Assentamento de um pilar (9.5 cm) + carga em ½ vão lateral, P = 100 kN)	MEF

O processo de deteção de dano pelo algoritmo será realizado assumindo duas estratégias de treino diferentes (Treino #1 e Treino #2). O Treino #1 ( $\mathbf{X}^{198 \times 2}$ ) considera apenas as observações da monitorização (1-198), quando a estrutura não está danificada. O treino #2 ( $\mathbf{X}^{216 \times 2}$ ) considera as observações da monitorização e do MEF (1-216) quando a estrutura não está danificada. As observações da condição não danificada (217-221) não são incluídas no processo de treino, de forma a verificar o desempenho do

algoritmo em classificar observações da condição não danificada obtidas através do MEF não usadas no treino. Todas as observações são usadas para testar os algoritmos em ambas as estratégias ( $\mathbf{Z}^{268 \times 2}$ ).

O desempenho de detecção de dano do algoritmo de aprendizagem baseado num modelo de mistura Gaussiana é comparado em termos de erros Tipo I/Tipo II, considerando as duas estratégias de treino (Treino #1 e Treino #2). O MMG foi definido como descrito no subcapítulo 4.2. Note-se que, no contexto de SHM, um erro de Tipo I é um "falso positivo", indicação de dano quando na realidade não existe; um erro de Tipo II é um "falso negativo", não indicação de dano quando o dano realmente existe.

### 5.7.2. Treino #1: apenas dados da monitorização

O desempenho de agrupamento do MMG com todos os dados de monitorização da condição não danificada é mostrado na Figura 5-20. Basicamente, quando apenas os dados experimentais da condição não danificada são considerados para treinar o algoritmo, dois grupos são formados, onde o grupo com maior concentração de observações está relacionado com a condição não danificada obtida sob influências ambientais e operacionais relativamente pequenas; o segundo agrupamento é atribuído à condição não danificada sob variações de temperaturas negativas, o que corresponde a um aumento da rigidez estrutural [52]. Cada grupo é representado por um centroide.

Os IDs obtidos a partir da matriz de teste  $\mathbf{Z}^{268 \times 2}$ , juntamente com um limiar definido para um nível de significância de 5% para os dados de treino, estão representados na Figura 5-21. Nas observações de monitorização da condição não danificada, as observações 1-198, usadas na fase de treino, encontram-se quatro erros do Tipo I; este número de erros é esperado devido ao limiar de confiança definido. Note-se que os saltos provocados pelos efeitos das temperaturas negativas são significativamente atenuados, o que significa que o algoritmo é capaz de remover os efeitos na rigidez provocados pelas temperaturas negativas. No entanto, o algoritmo produz três erros do Tipo I (observações #201, #202 e #218) associados a observações extraídas dos cenários de adição de massa simulados no modelo. Observe-se que esses cenários não fizeram parte da matriz de treino. No entanto, os cenários simulados de temperaturas negativas e dos assentamentos do pilar são corretamente classificados, o que significa que o modelo está a simular relativamente bem as alterações da rigidez para temperaturas negativas e dos

assentamentos do pilar. O número de erros de Tipo I e de Tipo II está resumido na Tabela 5-7.

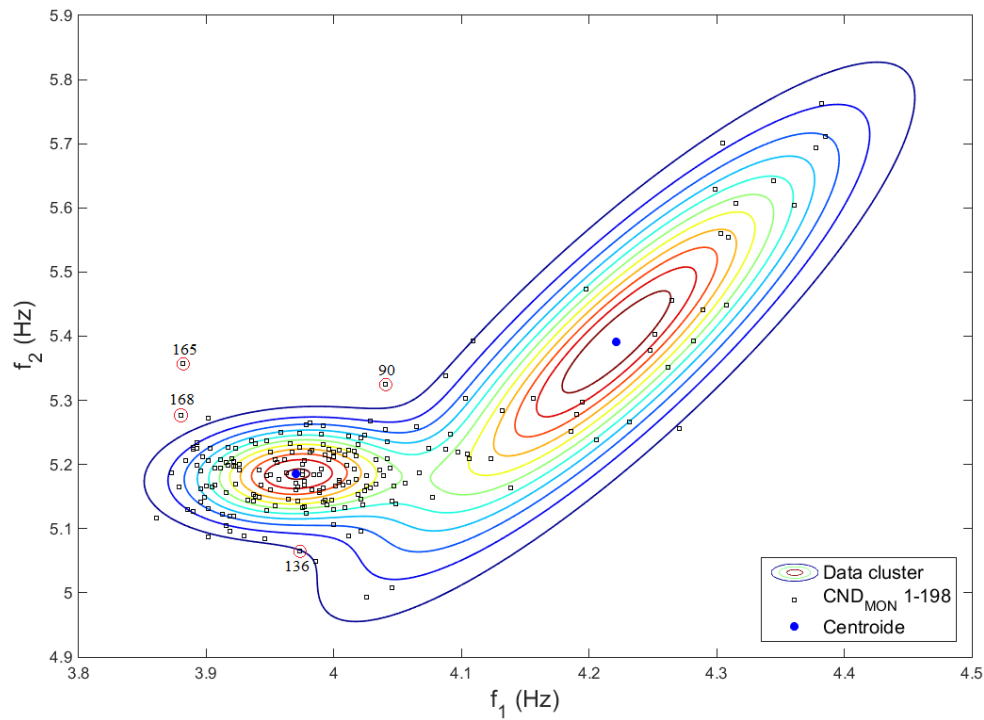


Figura 5-20: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para o treino #1: apenas dados da monitorização

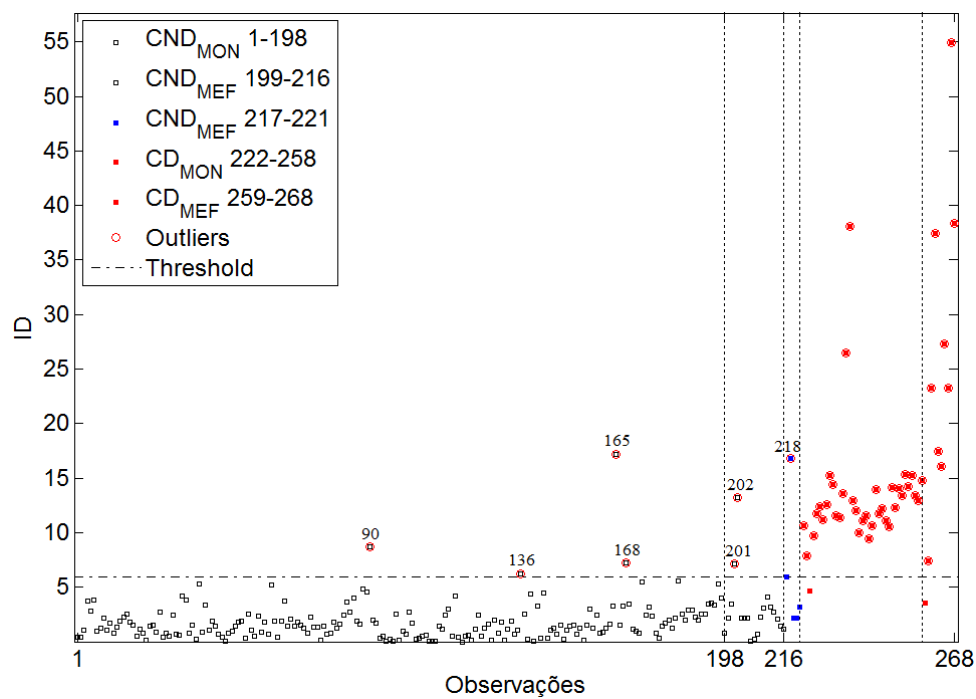


Figura 5-21: Detecção de *outliers* através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #1

### 5.7.3. Treino #2: dados da monitorização e do MEF

Numa tentativa de melhorar o desempenho de classificação do algoritmo baseado em MMG e avaliar com exatidão os estados não danificados simulados pelo MEF relacionados com a adição de massa, os dados de treino são agora compostos por dados da monitorização e dados do MEF ( $\mathbf{X}^{216 \times 2}$ ). Algumas observações da condição não danificada (217-221) do MEF, não estão incluídas na matriz de treino, com o fim de testar a robustez do algoritmo para classificar os estados não danificados que não foram utilizados no processo de treino.

O desempenho de agrupamento do MMG para os novos dados de treino é mostrado na Figura 5-22. As observações extraídas do MEF correspondentes às observações das temperaturas entre -5 e 0°C, estão dentro dos dois grupos formados no Treino #1 (relativos à condição não danificada), o que mostra a eficácia do MEF para simular a resposta dinâmica da estrutura.

Os IDs obtidos a partir da matriz de teste,  $\mathbf{Z}^{268 \times 2}$ , juntamente com um limiar definido para um nível de significância de 5% para os dados de treino, estão representados na Figura 5-23. Para quantificar o desempenho da classificação de dano, a Tabela 5-7 resume os erros do Tipo I e do Tipo II.

Comparando as duas estratégias de treino, verificam-se melhorias significativas na precisão da classificação de dano na redução dos erros de Tipo I. Portanto, o Treino #2 garante que o algoritmo de aprendizagem automática pode classificar, com alta precisão, os estados simulados no MEF não medidos durante a monitorização a longo prazo da Z24. Por exemplo, a observação #201, correspondente a um aumento de massa, é agora corretamente classificada como um estado não danificado. Observe-se que os erros de Tipo I foram obtidos para os cenários #202 e #218, correspondentes a carregamentos excepcionais de grande magnitude (100 kN e 120 kN, respetivamente) e que, pelas suas intensidades, provocam efeitos estruturais superiores aos verificados no processo de treino.

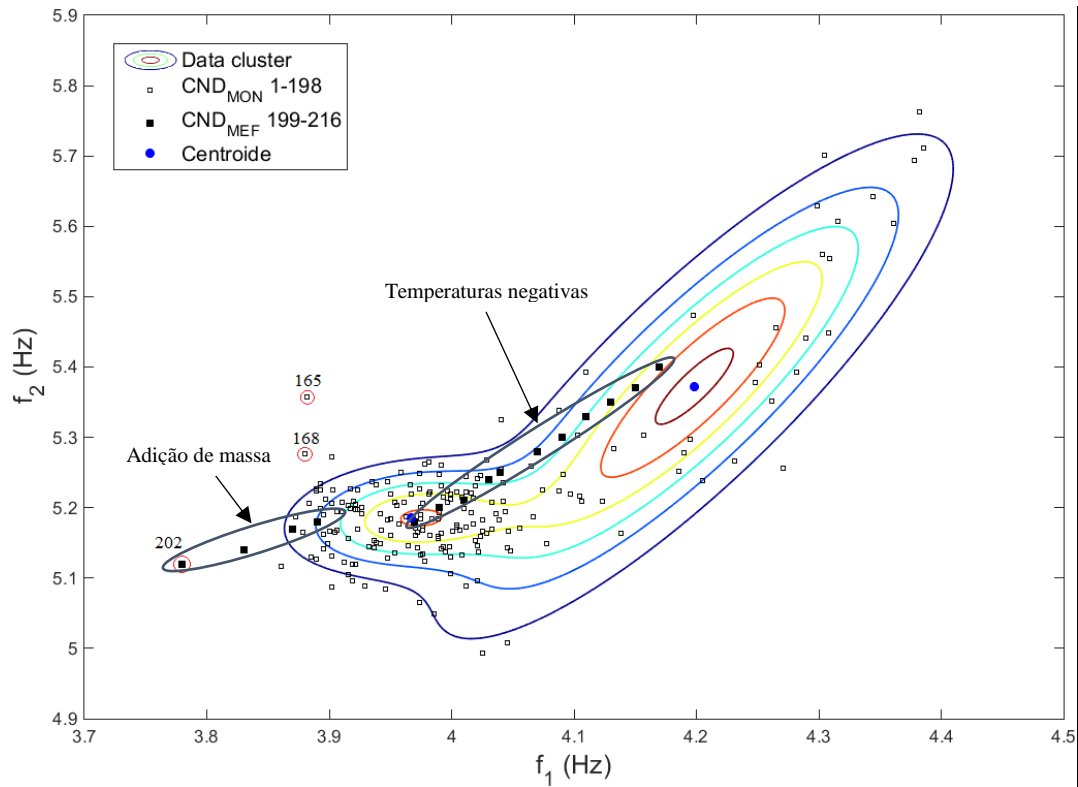


Figura 5-22: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para o treino #2: dados da monitorização e do MEF

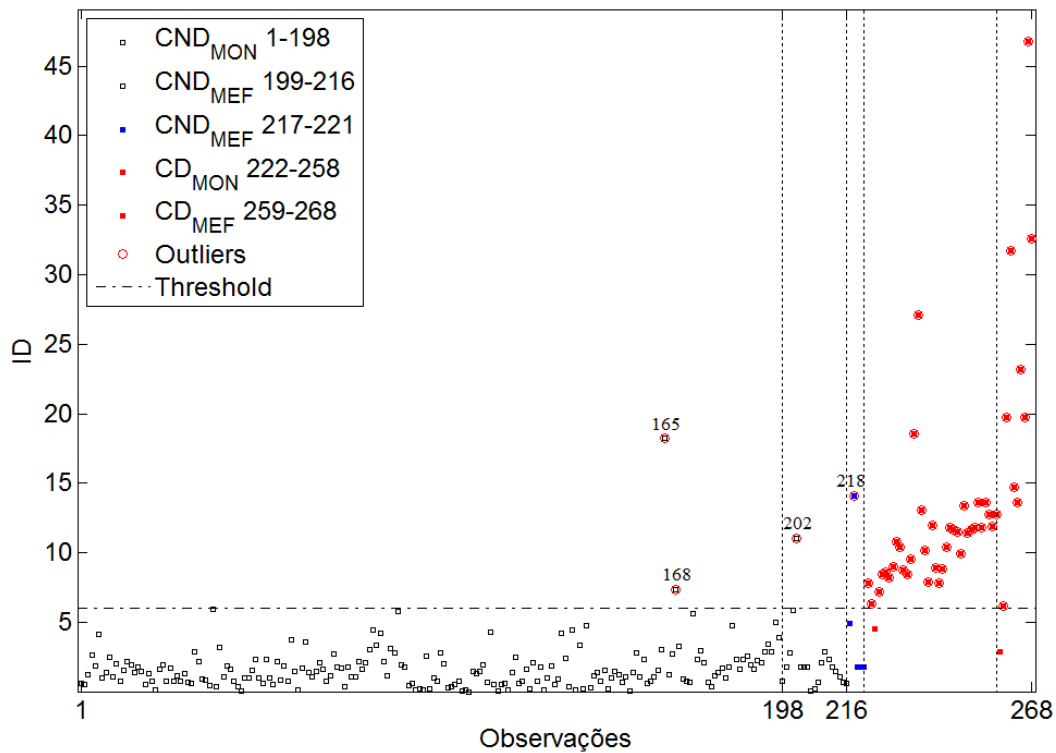


Figura 5-23: Detecção de *outliers* através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #2

Para completar, a Figura 5-24 mostra a configuração do agrupamento das observações para os conjuntos de dados da monitorização e do MEF. O MMG forma mais dois grupos relacionados com as observações de dano da monitorização e do MEF. Assim, o algoritmo formou quatro grupos para caraterizar todas as observações disponíveis e que se podem identificar da seguinte forma:

- **C1** – Observações da condição não danificada sob a influência de temperaturas positivas (dados da monitorização e do MEF);
- **C2** – Observações da condição não danificada sob a influência de temperaturas negativas (dados da monitorização e do MEF);
- **C3** – Observações da condição danificada (dados da monitorização);
- **C4** – Observações da condição danificada (dados do MEF).

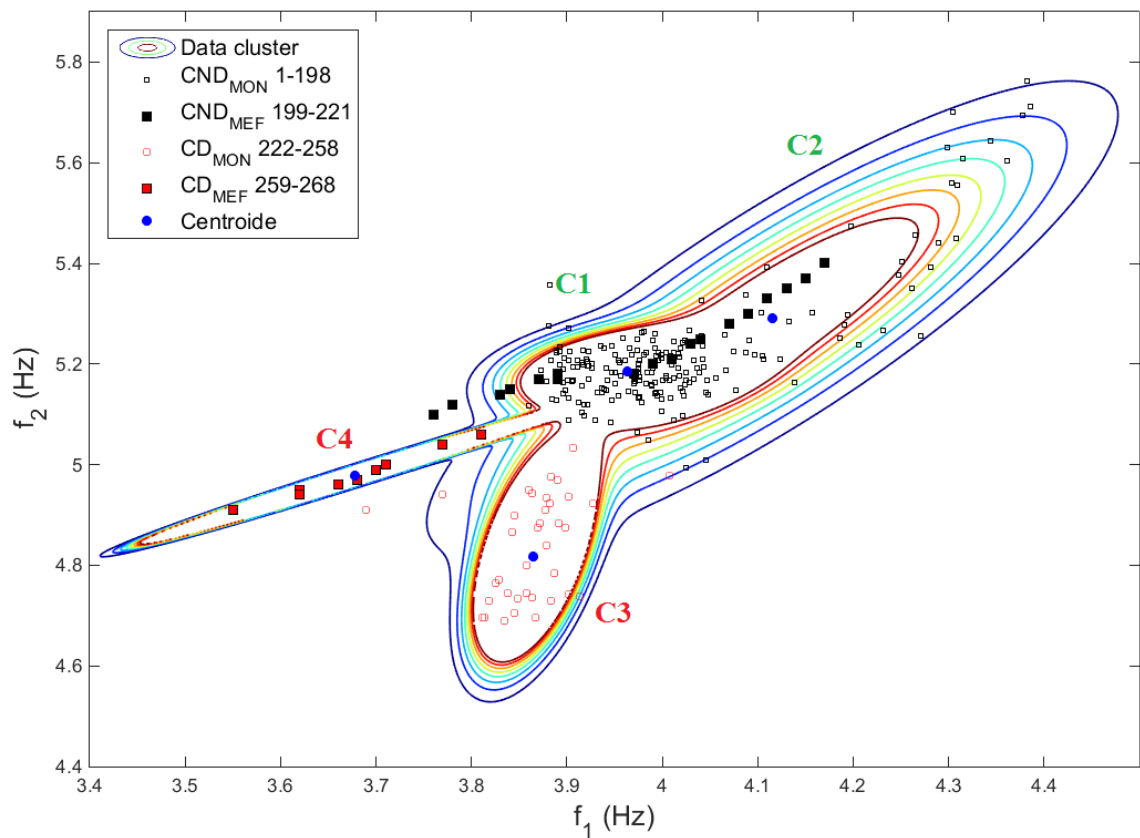


Figura 5-24: Desempenho de agrupamento do algoritmo baseado em MMG para todas as observações da monitorização e do MEF

Tabela 5-7: Desempenho de detecção de dano para cada estratégia de treino em termos de erros de Tipo I e de Tipo II

	MONITORIZAÇÃO		MEF		
Estratégia	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II	Total
Treino #1	4	1	3	1	9
Treino #2	2	1	2	1	6

A Figura 5-25 e a Figura 5-26 mostram com mais detalhe a detecção e localização dos erros de Tipo I e de Tipo II. Encontram-se quatro erros de Tipo I. As observações #165 e #168 são erros relativamente esperados devido ao limiar definido para um nível de significância de 5%, tal como identificado na Figura 5-23. A observação #202 corresponde a um aumento de massa de 100 kN no vão central, que apesar de ter sido incluída no processo de treino o algoritmo classificou como outlier. Assim, a observação #218, usada já na fase de teste, resulta num erro pois corresponde a um aumento de massa de 120 kN no vão central, o que ilustra a dificuldade de extrapolação dos algoritmos de aprendizagem.

As observações #224 e #259, apesar de corresponderem a cenários de dano, foram classificadas como erros de Tipo II mesmo situando-se dentro dos grupos de dano formados pelo MMG, isto deve-se ao facto de ambas as observações terem frequências que coincidem com duas outras observações da condição não danificada que integram o processo de treino (o facto de se assumir apenas um espaço bidimensional para as características, diminui a resolução das observações).



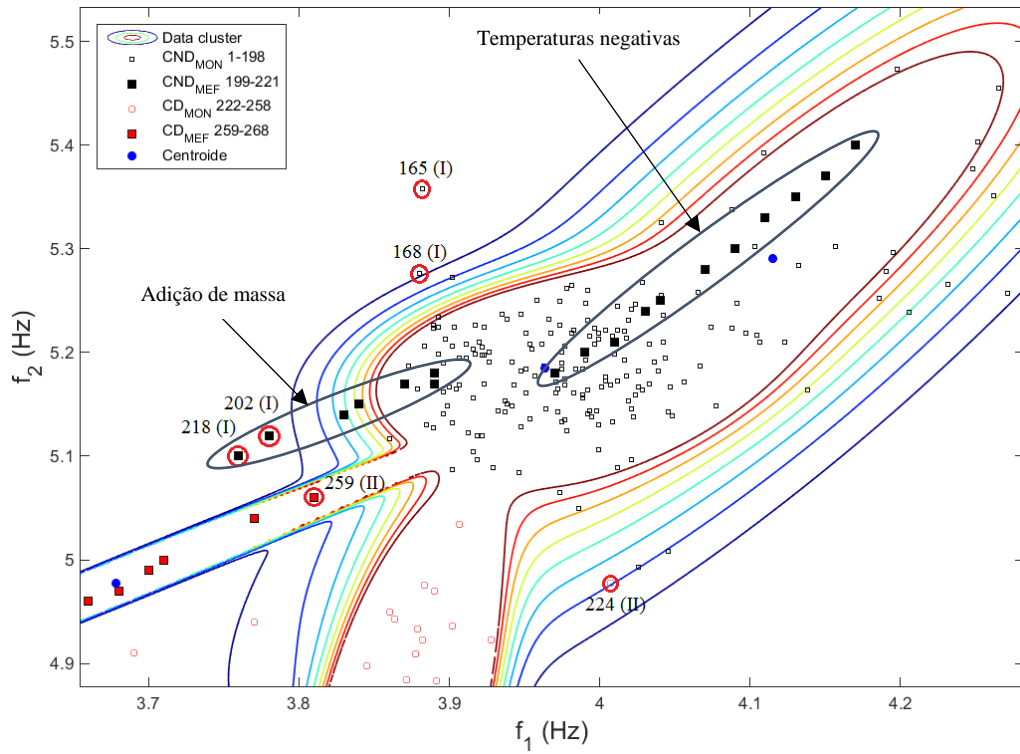


Figura 5-25: Localização no espaço bidimensional das observações correspondentes à adição de massa, à influência das temperaturas negativas e localização dos erros de Tipo I e Tipo II

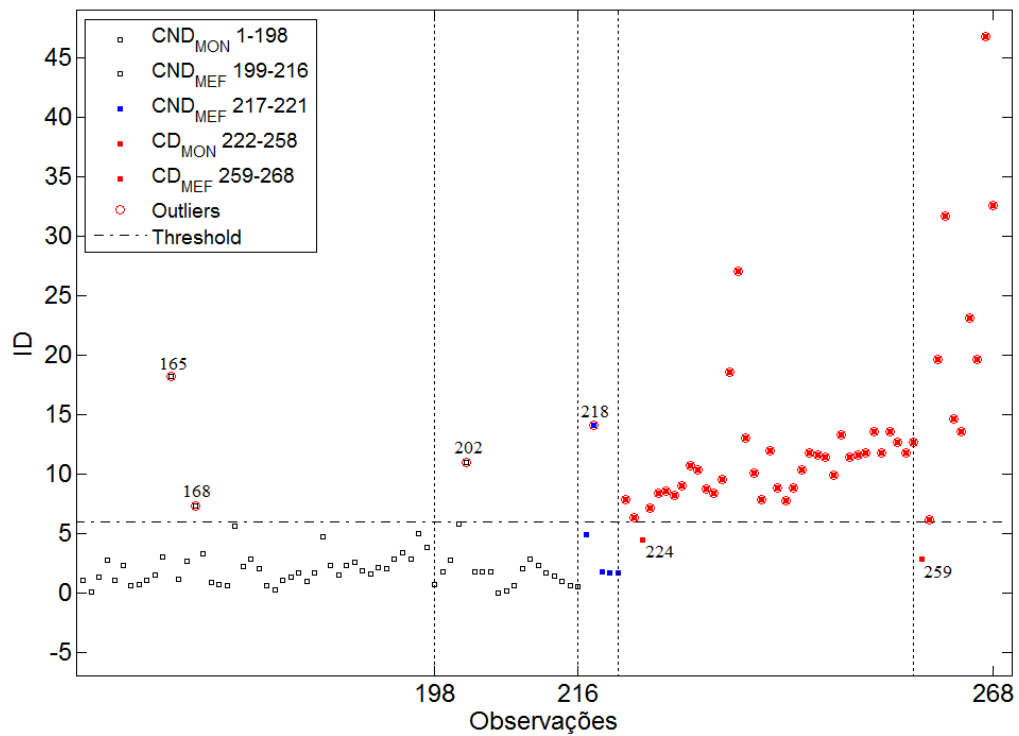


Figura 5-26: Detecção de *outliers* através do algoritmo baseado em MMG ao usar a estratégia de Treino #2 (zoom da Figura 5-23)

A Figura 5-27 mostra a localização no espaço bidimensional das observações correspondentes aos cenários dos assentamentos do pilar para os dois conjuntos de observações: as da monitorização e as simuladas no MEF. Idealmente, estas observações estariam sobrepostas, ou quase sobrepostas, o que indicaria que o MEF teria conseguido simular um comportamento da estrutura ainda mais próximo da realidade. As discrepâncias assinaladas são causadas pela detioração inicial do pilar sujeito a assentamentos, provocada pela inserção do sistema de macacos hidráulicos, através do qual os assentamentos foram incutidos (ver Figura 5-16). Isso causa uma redução nas frequências naturais da estrutura que não é reproduzida pelo MEF, onde os assentamentos são aplicados ao modelo não danificado. Por outro lado, as trajetórias da variação das frequências com o aumento dos assentamentos são consistentes (i.e. praticamente paralelas) na estrutura real e no modelo computacional.

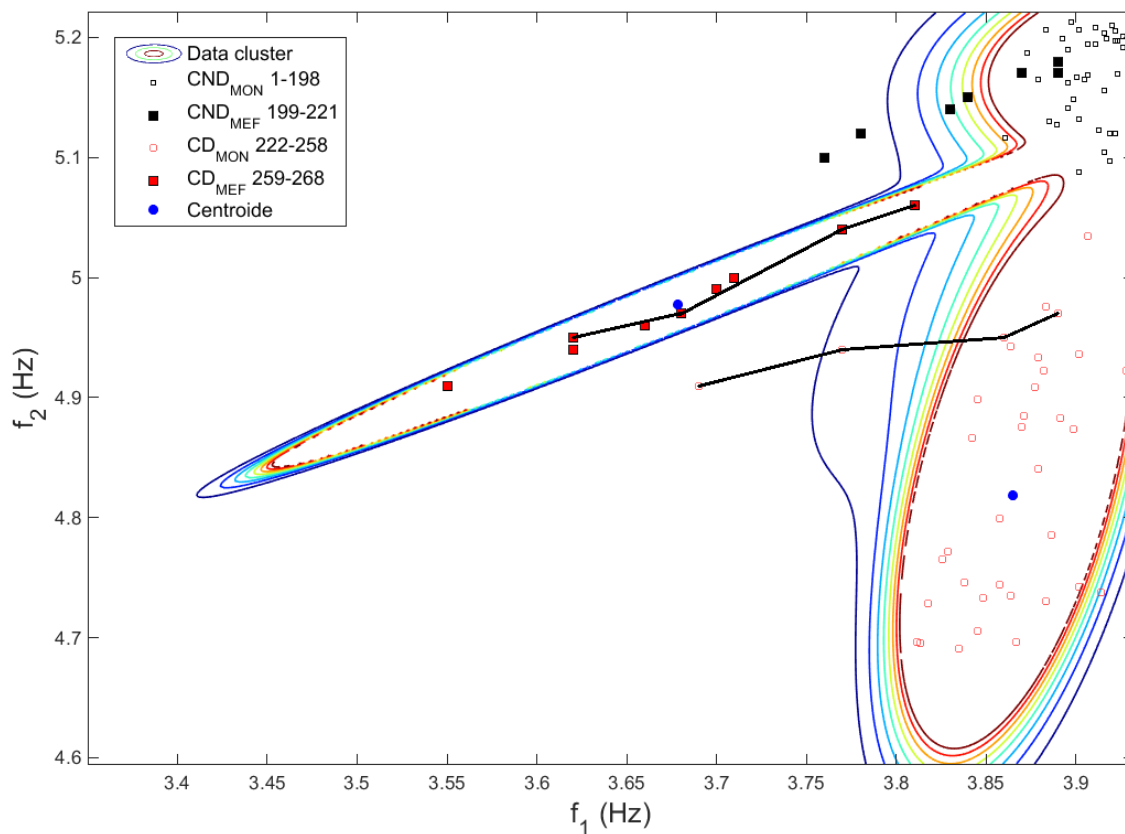


Figura 5-27: Localização no espaço bidimensional das observações correspondentes aos cenários de dano causadas pelos assentamentos do pilar

## 5.8. Considerações finais

Este capítulo demonstrou a potencialidade da integração de dados da monitorização e da modelação de elementos finitos com algoritmos de aprendizagem para detecção de dano. Aqui, o MEF é usado para enriquecer os dados obtidos pela monitorização, fornecendo dados simulados correspondentes à resposta da estrutura não danificada em cenários de carregamento não observados pelo sistema de monitorização. Assim, os dados do MEF foram incluídos no processo de treino do algoritmo de aprendizagem para melhorar o processo de detecção de dano.

Foi demonstrado que um MEF, calibrado com dados da monitorização, é capaz de recuperar os dados medidos com precisão suficiente, bem como gerar novos dados de cenários não danificados e danificados. Os resultados mostraram que o algoritmo é capaz de classificar corretamente as observações da condição não danificada geradas pelo MEF, mesmo quando não são usadas no processo de treino; adicionalmente, os resultados também mostram que o desempenho da detecção de dano é melhorado quando o processo de aprendizagem incorpora dados do MEF.

Note-se que, inicialmente, era intenção deste trabalho usar as três primeiras frequências naturais de vibração, de forma a fornecer um maior número de variáveis a serem usados pelo algoritmo resultando assim, possivelmente, numa melhor classificação de dano. No entanto, devido às incertezas quanto à geometria de algumas secções da passagem superior Z24, optou-se por usar apenas as duas primeiras frequências naturais pois estas deram garantias de um bom desempenho do MEF. Para o processo de calibração foram usadas as quatro primeiras frequências naturais, com os respetivos fatores de ponderação. Regista-se que, apesar de neste trabalho terem sido usadas apenas as frequências naturais como características sensíveis para detecção de dano, os algoritmos têm a capacidade de usar mais características diferenciadas para gerar sinais de alerta e, assim, aumentar o seu desempenho. Aliás, teoricamente, quantas mais características usadas simultaneamente (frequências, deslocamentos, extensões, rigidez, etc.) melhor será o resultado de classificação por parte dos algoritmos. A vantagem em usar apenas as frequências como características é uma redução considerável no custo total da implementação do sistema de SHM.

Em conclusão, este capítulo confirma a eficácia do MEF em gerar cenários estruturais não observados pelo sistema de SHM e também para melhorar o processo de aprendizagem dos algoritmos para detecção de danos.

## **6. CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

O colapso da Silver Bridge, em 1967, foi o primeiro de muitos catastróficos colapsos de pontes que impulsionaram a necessidade de se adotarem Sistemas de Gestão de Pontes. Embora trágicos, esses colapsos instigaram um interesse do resto do mundo na manutenção da segurança das pontes. A investigação de cada uma dessas falhas e o conhecimento adquirido com a compreensão das condições em que ocorreram ajudaram os engenheiros a encontrar formas de prevenir que falhas similares possam ser acauteladas no futuro. Como resultado, novos códigos e regulamentos foram implementados e o conceito de SHM foi criado como forma de melhorar os Sistemas de Gestão de Pontes. Entretanto, os colapsos da Ponte Hintze Ribeiro em 2001, e mais recentemente, da Ponte I-35W sobre o rio Mississippi em 2007, trouxeram mais uma vez a segurança das pontes à atenção da sociedade. Assim, devido ao seu potencial, a tecnologia de SHM tem recebido uma maior atenção nos últimos anos. Contudo, os efeitos ambientais e operacionais têm uma grande influência na resposta dinâmica medida de uma estrutura, dificultando a detecção de dano na medida em que este se baseia no princípio de que o dano na estrutura irá provocar mudanças nos materiais e, conseqüentemente, causará mudanças na resposta vibratória. Portanto, é crucial quantificar os efeitos da mudança das condições ambientais e operacionais para que estas não consigam mascarar pequenas variações no sinal de vibração do sistema causado por dano.

Esta dissertação demonstrou, sobre um caso de estudo real, a aplicabilidade da combinação de duas abordagens distintas para detecção de dano numa estrutura, i.e., integrar os dados extraídos da monitorização e os dados extraídos de modelos de elementos finitos em algoritmos de aprendizagem automática. Esta abordagem pode ser aplicada a qualquer estrutura, mas é particularmente útil em estruturas de Engenharia Civil de grande escala, onde os dados fornecidos pelo sistema de SHM são tipicamente limitados, ou seja, apenas temos informação da estrutura na condição não danificada e com carregamento regular. Aqui, o MEF é usado para enriquecer os dados obtidos pela monitorização, fornecendo dados simulados correspondentes à resposta da estrutura não danificada em cenários de carregamento não registrados pelo sistema de monitorização e, possivelmente, também da estrutura danificada. Os resultados mostraram que o algoritmo de aprendizagem é capaz de classificar corretamente as observações da condição não danificada geradas pelo MEF, mesmo quando não são usadas no processo de treino;

adicionalmente, os resultados também mostraram que o desempenho da detecção de dano é melhorado quando o processo de aprendizagem incorpora dados do MEF.

Em termos de possibilidades de investigação, para desenvolvimentos futuros, o trabalho efetuado nesta dissertação deixa as seguintes sugestões:

- Desenvolvimento de uma estratégia de treino supervisionada, onde os modelos de elementos finitos são usados para gerar informação para certos cenários de dano. Esta estratégia irá permitir subir na hierarquia de identificação de dano, isto é efetuar detecção, localização, classificação, avaliação da extensão do dano (Figura 6-1).

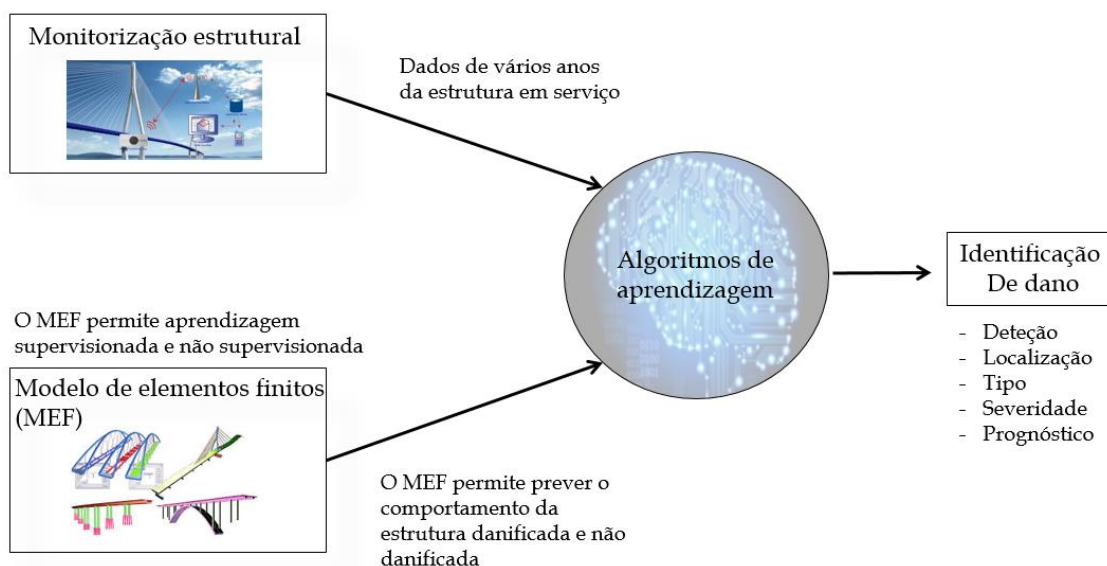


Figura 6-1: Integração de dados de monitorização e dados extraídos de modelos de elementos finitos nos algoritmos de aprendizagem automática para detecção de dano [11]

- Desenvolvimento e aplicação de algoritmos inteligentes mais robustos para identificação de danos, utilizando informação de modelos finitos calibrados da estrutura.
- Criação de uma base de dados a nível nacional, com o objetivo disponibilizar dados obtidos da simulação de dano em modelos de elementos finitos de diversas pontes, para que os mesmos sejam implementados no ‘treino’ dos algoritmos e assim aumentar a sua eficiência em pontes particulares.

- Desenvolvimento de sensores tecnologicamente mais avançados, especificamente para as pontes (ou estruturas de engenharia civil), fazendo um melhor uso das tecnologias usadas nos sensores piezoelétricos e de fibra ótica, com capacidade de comunicação sem fios para reduzir os custos e aumentar a eficiência dos sistemas de SHM.
- Desenvolvimento de um paradigma de reconhecimento de padrões que combine os resultados da modelação de elementos finitos, a monitorização da integridade estrutural e a informação das inspeções de pontes.

Finalmente, seria essencial que mais projetos de monitorização como os que foram efetuados na passagem superior Z24 fossem implementados em outras pontes a serem demolidas, de forma a provar ainda mais a aplicabilidade da tecnologia de SHM para suportar o processo de gestão das pontes. No entanto, SHM é um vasto campo e grandes avanços são esperados nos próximos anos.





## BIBLIOGRAFIA

- [1] C. R. Farrar, S. W. Doebling e D. A. Nix, “Vibration-based structural damage identification,” *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, vol. 359, n° 1778, p. 131–149, 2001.
- [2] E. Figueiredo, I. Moldovan e M. B. Marques, *Condition Assessment of Bridges: Past, Present and Future*, Universidade Católica Editora, 2013.
- [3] E. Figueiredo, G. Park, C. R. Farrar, K. Worden e J. Figueiras, “Machine learning algorithms for damage detection under operational and environmental variability,” *Structural Health Monitoring*, vol. 10, n° 6, p. 559–572, 2011.
- [4] O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor e J. Zhu, *The Finite Element Method: its Basis and Fundamentals 7th Edition*, Butterworth-Heinemann, 2013.
- [5] H. Sohn, “Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring,” *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, vol. 365, n° 1851, p. 539–560, Feb 2007.
- [6] E. Figueiredo, “Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte,” *Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal*, 2006.
- [7] A. Petcherdchoo, L. Neves e D. M. Frangopol, “Optimizing lifetime condition and reliability of deteriorating structures with emphasis on bridges,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 4, n° 134, pp. 544-552, 2008.
- [8] A. Mufti, *Guidelines for structural health monitoring*, ISIS Canada, 2001.
- [9] C. Félix, C. Rodrigues, R. Faria e J. Figueiras, “Monitorização na construção e manutenção de obras de arte,” em *54º Congresso Brasileiro do Concreto*, Maceió - Alagoas, 2012.
- [10] K. Bergmeister e U. Santa, “Global Monitoring Concepts for Bridges,” *Structural Concrete*, vol. 2, n° 1, pp. 29-39, 2001.

- [11] E. Figueiredo e I. Moldovan, “Merging of model updating and machine learning algorithms for Structural Health Monitoring - Applicability, Challenges, and Opportunities,” Leuven, Belgium, 2017.
- [12] H. Wenzel, Health Monitoring of Bridges, John Wiley & Sons, Ltd, 2009.
- [13] [https://mo.water.usgs.gov/current\\_studies/Scour/images/LocalScour.gif](https://mo.water.usgs.gov/current_studies/Scour/images/LocalScour.gif). [Online].
- [14] <http://projects.scpr.org/interactives/northridge-earthquake-anniversary/timeline-of-northridge-earthquake/>. [Online].
- [15] [http://www.math.utah.edu/~gustafso/tnarrows/tnarrows\\_intro.html](http://www.math.utah.edu/~gustafso/tnarrows/tnarrows_intro.html). [Online].
- [16] M. Khan, Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair, McGraw-Hill Education, 2010.
- [17] <http://www.engineeringcivil.com/theory/civil-engineering-disasters/page/2>. [Online].
- [18] <http://35wbridge.pbworks.com/w/page/900751/Silver%20Bridge%20Collapse>. [Online].
- [19] <http://museum.nist.gov/exhibits/silverbridge/index.htm>. [Online].
- [20] [https://failures.wikispaces.com/Silver+Bridge+\(Point+Pleasant\)+Collapse](https://failures.wikispaces.com/Silver+Bridge+(Point+Pleasant)+Collapse). [Online].
- [21] <http://35wbridge.pbworks.com/w/page/900718/Mianus%20River%20Bridge%20Collapse>. [Online].
- [22] <http://35wbridge.pbworks.com/w/page/900747/Schoharie%20Creek%20Thruway%20Bridge%20Collapse>. [Online].
- [23] <http://edition.cnn.com/2010/US/08/23/minnesota.bridge.settlement/index.html>. [Online].
- [24] <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/13105/index.cfm>. [Online].
- [25] <http://nogabinete.blogspot.pt/2011/03/como-e-da-natureza-das-coisas-culpa.html>. [Online].
- [26] <http://biologia11ecinco.blogspot.pt/2010/03/relembrar-o-passado-queda-da-ponte.html>. [Online].

- [27] E. Figueiredo, “Técnica de Reconhecimento de Padrões para Manutenção de Infraestruturas de Eng. Civil,” em *RIE – V Jornadas de Reabilitação de Infraestruturas e de Edifícios*, Porto, 2016.
- [28] [http://www.academia.edu/6947286/Cracks\\_Everywhere\\_How\\_the\\_Seongsu\\_Bridge\\_Collapse\\_Changed\\_Seoul\\_s\\_Urban\\_Personality](http://www.academia.edu/6947286/Cracks_Everywhere_How_the_Seongsu_Bridge_Collapse_Changed_Seoul_s_Urban_Personality). [Online].
- [29] <http://www.koreaherald.com/view.php?ud=20140513001280>. [Online].
- [30] <http://www.20minutos.es/noticia/62882/0/viaducto/autovia/mediterraneo/>. [Online].
- [31] <http://www.engineeringcivil.com/theory/civil-engineering-disasters>. [Online].
- [32] V. Costa, “Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo,” Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Minho, Braga, Portugal, 2009.
- [33] “Bridge Management Systems, the State of the Art,” Austroads Publications Online, Sydney, 2002.
- [34] <http://www.betar.pt/pt/content/10-go>. [Online].
- [35] T. P. Mendonça e A. Vieira, “Bridge Management System GOA,” em *Bridge Maintenance, Safety, Management and Cost*, Kyoto, Japan, 2004.
- [36] <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/36/inspecao-subaquatica-de-pontes-307659-1.aspx>. [Online].
- [37] E. Figueiredo, “Damage Identification in Civil Engineering Infrastructure under Operational and Environmental Conditions,” Dissertação de Doutoramento apresentada à Universidade do Porto, Faculdade de engenharia, 2010.
- [38] D. Inaudi, “Structural Health Monitoring System for the new I-35W St Anthony Falls Bridge,” em *4th International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-4)*, 2009.
- [39] <http://www.flickrriver.com/photos/thewamphyri/sets/72157623522877681/>. [Online].
- [40] [https://pt.wikipedia.org/wiki/A12\\_\(autoestrada\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/A12_(autoestrada)). [Online].
- [41] B. Glisic, D. Inaudi e N. Casanova, “SHM process as perceived through 350 projects,” em *SPIE conference on Smart Structures and NDE*, San Diego, California, USA, 2010.

- [42] C. Farrar, H. Sohn e S. Doebling, “Structural Health Monitoring At Los Alamos National Laboratory,” Los Alamos National Laboratory, 2000.
- [43] J. Figueiras, “Monitorização da integridade estrutural de obras de arte,” em *BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*, Guimarães, 2008.
- [44] E. Cross, K. Worden e C. Farrar, An introduction to Structural Health Monitoring in the context of civil infrastructure, Ed. A. Haldar. World Scientific, 2013.
- [45] C.-Y. Kim, D.-S. Jung, N.-S. Kim, S.-D. Kwon e M. Q. Feng, “Effect of vehicle weight on natural frequencies of bridges measured from traffic-induced vibration,” *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 2, nº 1, pp. 109-115, 2003.
- [46] H. Sohn, C. Farrar, F. Hemez, D. Shunk, D. Stinemates, B. Nadler e J. Czarnecki, “A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996–2001,” Los Alamos National Laboratory, 2004.
- [47] C. R. Farrar, H. Sohn e K. Worden, “Data Normalization: A Key For Structural Health Monitoring,” Los Alamos National Laboratory, USA, 2001.
- [48] B. Peeters, “System Identification and Damage Detection in Civil Engineering,” Dissertação de Doutoramento apresentada à Katholieke Universiteit, Leuven, Belgium, 2000.
- [49] E. Caetano, A. Cunha e F. Magalhães, “Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas,” em *8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental*, Guimarães, 2010.
- [50] C. Farrar, T. Duffey, S. Doebling e D. Nix, “A Statistical Pattern Recognition Paradigm for Vibration-Based Structural Health Monitoring,” em *2nd International Workshop on Structural Health Monitoring*, Stanford, 1999.
- [51] K. Worden e G. Manson, “Damage detection using outlier analysis,” *Journal of Sound and Vibration*, vol. 229, nº 3, p. 647–667, 2000.
- [52] B. Peeters e G. D. Roeck, “One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, nº 2, p. 149–171, Feb 2001.
- [53] E. Figueiredo, I. Moldovan, A. Santos, P. Campos e J. Costa, “Integration of machine learning, finite element modeling and monitoring data for long-term damage detection in

- bridges,” *SHM - Structural Health Monitoring, An International Journal*, 2017 (sob revisão).
- [54] A. Santos, M. Silva, R. Santos e E. Figueiredo, “Output-only structural health monitoring based on mean shift clustering for vibration-based damage detection,” em *8th European Workshop On Structural Health Monitoring*, Bilbao, Spain, 2016.
  - [55] B. Peeters e G. D. Roeck, “Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis,” *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 13, nº 6, p. 855–878, Nov 1999.
  - [56] E. Figueiredo e E. Cross, “Linear approaches to modeling nonlinearities in long-term monitoring of bridges,” *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, vol. 3, nº 3, p. 187–194, Aug 2013.
  - [57] T. Gratsch e K.-J. Bathe, “A posteriori error estimation techniques in practical finite element analysis,” *Computers and Structures*, vol. 4, nº 83, p. 235–265, 2005.
  - [58] M. Masciotta, L. Ramos, P. Lourenço, M. Vasta e G. De Roeck, “A spectrum-driven damage identification technique: Application and validation through the numerical simulation of the Z24 Bridge,” *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 70, pp. 578-600, 2016.
  - [59] “Long term monitoring and bridge tests.,” Technical report, Project SIMCES, Dubendorf, 1999.
  - [60] D. Watson e R. Rajapakse, “Seasonal variation in material properties of a flexible pavement.,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 1, nº 27, pp. 44-54, 2000.